



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Tecnología de la Construcción**

**Monografía**

**“ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO CONVENCIONAL Y EL MÉTODO DEL PUNTAL-TENSOR PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE MUROS ESPECIALES DE CONCRETO REFORZADO, CONFORME CON EL CÓDIGO ACI 318-19”.**

**Para optar al título de Ingeniero Civil**

**Elaborado por**

Br. Sedney Jamdyr González Herrera.

Br. Fernando Jesús Sáenz cordero.

**Tutor**

Msc. Ing. Yader Andrés Jarquín Montalván.

**Asesor**

Ing. Willy David Gutiérrez Aldana.

Managua, Enero 2021

## ***AGRADECIMIENTOS***

Gracias a Dios y a nuestra madre María Santísima por ayudarnos a concluir esta etapa maravillosa de nuestras vidas. Quiero extender un profundo agradecimiento a nuestra familia que ha sido el motivo de que hayamos llegado hasta aquí, principalmente nuestros padres por su motivación y que siempre nos han apoyado en cada decisión y proyecto.

Al M.Sc. Ing. Yader Jarquín y al Ing. Willy David Gutiérrez Aldana por incentivarnos a realizar esta investigación y orientarnos a lo largo del mismo.

## ***DEDICATORIA***

A mis padres **Leoncio González Rugama** y **Karla Patricia Herrera Rosales**, les doy mil gracias por tanto apoyo sin ustedes no estaría donde estoy ahora, cada palabra, cada motivación fue de mucha ayuda y este trabajo monográfico va principalmente dedicado a ustedes, los amo con todo mi corazón.

A mi querida **Martha Yadira Rosales López** (abuela) por siempre apoyarme y darme consejos para seguir con mi carrera, es por ello que de igual manera este logro se lo dedico a ella.

A mi abuelita **Hilda Rugama Galeano**, gracias abuelita por siempre estar pendiente de que cada logro se cumpla, gracias por enseñarme que con fe puedo lograr cualquier cosa que me proponga.

A mi hermano **Carlos Alonso González Herrera** le dedico esto especialmente porque quiero demostrarle que todo se puede, que prepararse es lo mejor y ser alguien en la vida te puede llevar por el buen camino, que cualquier cosa que él quiera hacer puede lograrlo con mucha dedicación.

**Br. Sedney Jamdyr González Herrera.**

## ***DEDICATORIA***

Dedico esta tesis a mis padres **Pedro José Sáenz Zeledón y Norma del Carmen Cordero** Palacios ya que en este reto universitario ustedes igual fueron concluyentes, no hubiera sido posible sin su ayuda, sin sus palabras y mensajes de aliento y sobre todo su manera de instruirme para afrontar las verdades de la vida.

A mis abuelitas **María Leticia Zeledón Paz y Esperanza de los Ángeles Cordero** que después de mis padres fueron las personas que más se preocupaban por mí. Sus canas son sinónimo de sabiduría y que me encaminaron siempre por el buen sendero.

**Br. Fernando Jesús Sáenz Cordero.**

## **Resumen General**

Esta investigación titulada “ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO CONVENCIONAL Y EL MÉTODO DEL PUNTAL-TENSOR PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE MUROS ESPECIALES DE CONCRETO REFORZADO, CONFORME CON EL CÓDIGO ACI 318-19” se elaboró con el fin de ser un referente para las siguientes generaciones de estudiantes egresados de ingeniería civil y así incentivarlos para realizar investigaciones más a fondo sobre el modelo puntal-tensor para el diseño de otros elementos estructurales de concreto reforzado.

En el primer capítulo se muestran los antecedentes del método puntal tensor en los cuales podemos conocer un poco más sobre el origen y sobre sus creadores, así mismo las mejoras que se aplicaron años después y finalmente su aparición en los códigos internacionales de diseño, también se reflejan los primeros países en donde se hizo uso de los muros de corte.

En el segundo capítulo se detalla la información de distintas investigaciones para el método convencional donde se mencionan aspectos de formas de los muros de corte y contemplaciones que se pormenorizan en el código ACI 318-19, de igual manera para el método puntal tensor podemos localizar toda la teoría recopilada de distintas investigaciones sobre los efectos del esfuerzo cortante y tensión diagonal, para lo cual fue elaborado el modelo en primera instancia , así mismo, se aborda todos los fundamentos acerca de la aplicación del modelo puntal-tensor para el diseño de muros de corte especiales de concreto reforzado y las principales consideraciones que se especifican en el código ACI 318-19.

En el tercer capítulo tenemos el diseño del muro ya sea por medio del método convencional y el método puntal tensor llevando a cabo el procedimiento a como se establece en el código ACI 318-19.

En el cuarto capítulo se encuentran dos tablas comparativas en la cual se establecen diferencias y similitudes de ambos métodos.



## **ÍNDICE**

<i>LISTA DE FIGURAS</i> .....	<u>i</u>
<i>LISTA DE TABLAS</i> .....	<u>ii</u>
<i>LISTA DE SÍMBOLOS</i> .....	<u>iii</u>

### **CAPÍTULO I: DISPOSICIONES GENERALES**

1.1. Introducción .....	1
1.2. Antecedentes .....	2
1.3. Justificación .....	3
1.4. Objetivos.....	4
1.4.1. Objetivo General.....	4
1.4.2. Objetivos Específicos .....	4

### **CAPÍTULO II: FUNDAMENTOS TEÓRICOS Y REQUERIMIENTOS PARA EL DISEÑO DEL MURO DE CORTE MEDIANTE AMBOS MÉTODOS**

2.1. Generalidades.....	5
2.1.1. Muros de corte especiales .....	5
2.1.2. Clasificación de los muros de corte especiales.....	7
2.1.3. Caracterización de los muros de corte especiales .....	11
2.1.4. Criterios de ubicación de los Muros de corte especiales.....	13
2.1.5. Discontinuidad vertical en los muros.....	16
2.1.6. Función de los muros especiales.....	17
2.1.7. Requisitos generales de los muros de corte especiales.....	17
2.1.8. Tipos de Fallas en Muros Estructurales .....	18
2.1.9. Comportamiento de los muros de corte especiales .....	22
2.1.10. Refuerzo de los muros de corte especiales .....	23

2.1.11. Procedimiento para llevar a cabo el diseño del muro mediante el método convencional .....	24
2.2. Generalidades.....	32
2.2.1. Método puntal tensor para diseño.....	32
2.2.2. Procedimiento para el Diseño con Modelos Puntal-Tensor según ACI 318-19 37	
2.2.3. Geometría de Retícula.....	37
2.2.4. Criterios para la elección del modelo más adecuado .....	39
2.2.5. Métodos para encontrar el Modelo Puntal-Tensor .....	41
2.2.6. Puntales .....	46
2.2.7. Tensores .....	51
2.2.8. Nodos y Zonas nodales .....	52
2.2.9. Detallado final.....	57

***CAPÍTULO III: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA Y DISEÑO DEL MURO MEDIANTE AMBOS MÉTODOS***

3.1. Análisis estático y dinámico de la estructura en estudio .....	65
3.1.1. Descripción de la Estructura.....	65
3.1.2. Verificar las condiciones de regularidad de la estructura. ....	65
3.1.3. Estructura modelada en el programa Etabs .....	66
3.1.4. Pesos de la Estructura.....	66
3.1.5. Rigidez en Marcos de Concreto.....	69
3.1.6. Rigidez de Muros sólidos de concretos.....	69
3.1.7. Análisis estático equivalente .....	71
3.1.7.1. Factor por Reducción por Ductilidad .....	71

3.1.7.2.	Cálculo del Coeficiente Sísmico.....	71
3.1.7.3.	Cálculo del Cortante Basal.....	72
3.1.7.4.	Cálculo de las Fuerzas Sísmicas.....	72
3.1.8.	Análisis dinámico.....	73
3.1.8.1.	Matriz de masa.....	74
3.1.8.2.	Matriz de Rigidez.....	74
3.1.8.3.	Frecuencias cuadradas.....	75
3.1.8.4.	Máximos desplazamientos.....	78
3.1.8.5.	Máximas fuerzas sísmicas.....	79
3.1.8.6.	Distribución de fuerzas en piso 1.....	80
3.1.9.	Cálculo de las Fuerzas Cortantes por Torsión de cada nivel.....	82
3.2.	Diseño del muro de corte especial mediante método convencional.....	88
3.3.	Diseño del muro mediante el método puntal tensor.....	97

#### ***CAPÍTULO IV: COMPARACIÓN DE RESULTADOS***

4.1.	Resultados del diseño aplicando el método ACI 318-19.....	105
4.2.	Resultados del diseño aplicando el método Puntal-Tensor.....	105

#### ***CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES***

5.1.	Conclusiones.....	108
5.2.	Recomendaciones.....	110
	Bibliografía.....	111

#### **ANEXOS**

## ***LISTA DE FIGURAS***

- Figura 1.*** Ejemplo de muros especiales.
- Figura 2.*** Acciones sobre un muro.
- Figura 3.*** Secciones de Muros Comunes.
- Figura 4.*** Muros Estructurales Irracionales, (a) Interferencia con la resistencia a flexión y cortante. (b) Deformaciones inestables debidas a las columnas inclinadas.
- Figura 5.*** Formas Indeseables Muros Resistentes a Sismos.
- Figura 6.*** Muros con diferentes vistas en planta.
- Figura 7.*** Muros con diferentes relaciones de aspecto.
- Figura 8.*** Ubicación recomendable de muros de corte especiales.
- Figura 9.*** Muros ubicados en el exterior de la estructura.
- Figura 10.*** Muros ubicados en el interior de la estructura.
- Figura 11.*** Irregularidades en muros verticales.
- Figura 12.*** Tipos de fallas de muros especiales.
- Figura 13.*** Falla por flexión.
- Figura 14.*** Falla por corte.
- Figura 15.*** Falla por deslizamiento.
- Figura 16.*** Consecuencias de la falla por deslizamiento.
- Figura 17.*** Principales deformaciones en muros de cortante o especiales.
- Figura 18.*** Refuerzo típico para muros rectangulares.
- Figura 19.*** Sección rectangular armadura doble.
- Figura 20.*** Relación entre  $\delta_u$  y  $h_w/l_w$  para  $S_{D1} = 1 * g$ ,  $w_d = 1 \text{ ton}/\text{m}^2$  y  $h_s = 3.00 \text{ m}$ .

- Figura 21.** Ejemplo del modelo puntal y tensor para un muro de corte con perforaciones y su distribución de refuerzos de diseño.
- Figura 22.** Descripción del modelo puntal-tensor.
- Figura 23.** Regiones B y D en un marco.
- Figura 24.** Regiones con discontinuidad geométrica seccionada.
- Figura 25.** Regiones con discontinuidad geométrica por sección variable.
- Figura 26.** Discontinuidad estática por cargas puntuales.
- Figura 27.** Casos de discontinuidad generalizada.
- Figura 28.** Resolución de fuerzas en una zona nodal.
- Figura 29.** Algunas opciones del modelo puntal tensor.
- Figura 30.** a) Trayectoria de tensiones elásticas, esfuerzos elásticos y modelo puntal-tensor, b) Ejemplo del modelo con armadura.
- Figura 31.** Caminos de carga y modelo puntal-tensor.
- Figura 32.** Caminos de carga (incluyendo una “vuelta en U”) y modelo puntal-tensor.
- Figura 33.** Tipos de puntales a compresión.
- Figura 34.** Puntal prismático.
- Figura 35.** Puntal en forma de abanico.
- Figura 36.** Puntal en forma de botella.
- Figura 37.** Clasificación de nodos.
- Figura 38.** Zona nodal hidrostática y no hidrostática.
- Figura 39.** Zonas nodales hidrostáticas.
- Figura 40.** Refuerzo que atraviesa un puntal.
- Figura 41.** Distribución de acero de tensor en zonas nodales.
- Figura 42.** Longitud de anclaje en tensores.

- Figura 43.** Ejemplo de un anclaje a 90 grados.
- Figura 44.** Ejemplo de un anclaje de 180 grados en un nodo CCT.
- Figura 45.** Edificio Universitario de 5 niveles.
- Figura 46.** Estructura modelada en Etabs.
- Figura 47.** Matriz de masa.
- Figura 48.** Matriz de rigidez y K.
- Figura 49.** Frecuencias cuadradas.
- Figura 50.** Frecuencias y periodos.
- Figura 51.** Modos de vibración.
- Figura 52.** Matriz modal espectral, Matriz modal espectral normalizada y Matriz de participación modal.
- Figura 53.** Aceleraciones.
- Figura 54.** Máximos desplazamientos.
- Figura 55.** Máximas fuerzas sísmicas.
- Figura 56.** Escala de las fuerzas de diseño.
- Figura 57.** Muro con cargas sísmicas y pesos.
- Figura 58.** Zonas de tensión y compresión en el muro.
- Figura 59.** a) Modelo más eficiente y b) Modelo ejecutado en el programa.
- Figura 57.** Comparación del acero a flexión por ambos métodos.
- Figura 58.** Comparación del acero por corte horizontal por ambos métodos.
- Figura 59.** Comparación del acero por corte vertical por ambos métodos.

## ***LISTA DE TABLAS***

<b><i>Tabla 1.</i></b>	Coeficientes de Rigidez $\beta_s$ .
<b><i>Tabla 2.</i></b>	Factores de modificación de confinamiento de ganchos y nodos para puntales $\beta_c$ .
<b><i>Tabla 3.</i></b>	Coeficientes de zona nodal $\beta_n$ .
<b><i>Tabla 4.</i></b>	Refuerzo distribuido mínimo.
<b><i>Tabla 5.</i></b>	Refuerzo transversal para puntales.
<b><i>Tabla 6.</i></b>	Limitación del espacio de refuerzo transversal.
<b><i>Tabla 7.</i></b>	Pesos muertos del primer piso.
<b><i>Tabla 8.</i></b>	Pesos muertos del segundo piso.
<b><i>Tabla 9.</i></b>	Pesos muertos del tercer piso.
<b><i>Tabla 10.</i></b>	Pesos muertos del cuarto piso.
<b><i>Tabla 11.</i></b>	Pesos muertos del quinto piso.
<b><i>Tabla 12.</i></b>	Cargas vivas por nivel.
<b><i>Tabla 13.</i></b>	Rigideces de muros y marcos.
<b><i>Tabla 14.</i></b>	Pesos Sísmicos por nivel.
<b><i>Tabla 15.</i></b>	Fuerzas Sísmicas estáticas del edificio.
<b><i>Tabla 16.</i></b>	Cálculo de la fuerza cortante por torsión, primer nivel.
<b><i>Tabla 17.</i></b>	Fuerzas cortantes por torsión dirección Norte-Sur, primer nivel.
<b><i>Tabla 18.</i></b>	Cálculo de la cortante por Torsión en la dirección Este-Oeste. Segundo piso.
<b><i>Tabla 19.</i></b>	Cálculo de la fuerza cortante por Torsión. Segundo piso.
<b><i>Tabla 20.</i></b>	Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Este – Oeste. Tercer nivel.
<b><i>Tabla 21.</i></b>	Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Norte – Sur. Tercer nivel.

<b><i>Tabla 22.</i></b>	Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Este – Oeste. Cuarto nivel.
<b><i>Tabla 23.</i></b>	Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Norte – Sur. Cuarto nivel.
<b><i>Tabla 24.</i></b>	Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Este – Oeste. Quinto nivel.
<b><i>Tabla 25.</i></b>	Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Norte – Sur. Quinto nivel.
<b><i>Tabla 26.</i></b>	Fuerzas de los elementos - Vigas
<b><i>Tabla 27.</i></b>	Fuerzas de los elementos - Tensores
<b><i>Tabla 28.</i></b>	Fuerzas de los elementos - Columnas
<b><i>Tabla 29.</i></b>	Resultados del diseño aplicando el método ACI 318-19
<b><i>Tabla 30.</i></b>	Resultados del diseño aplicando el método Puntal-Tensor

## ***LISTA DE SÍMBOLOS***

$h_w$ : Altura del muro (Ec. 1, 2, 4, 22, 26).

$l_w$ : Ancho del muro (Ec. 1, 2, 4, 6, 22, 23, 26).

$V_u$  = Cortante último (Ec. 3, 24, 28, 34).

$M_u$  = Momento flector (Ec. 5, 9).

$A_s$  = Área de refuerzo requerido (Ec. 8, 21, 57).

$b_w$  = Espesor del muro (Ec. 5, 8, 27, 34).

$E$  = Módulo de Elasticidad (Ec. 13, 15, 42, 43, 44).

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante (Ec. 28)

$P_u$  = Fuerza axial (Ec. 9, 21).

$f_{st}$  = Deformación unitaria del acero a tracción (Ec. 13).

$f_{sc}$  = Deformación unitaria del acero a compresión (Ec. 15, 21).

$C_c$  = Fuerza de compresión en el concreto (Ec. 20, 21).

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero transversal (Ec. 7, 34, 28, 36, 57).

$\rho_t$  = Cuantía de refuerzo (Ec. 26, 28).

$R_i$  = Rigidez en marcos de concreto (Ec. 42, 43, 44, 52, 53).

$K$  = Rigidez de Muros sólidos de concretos (Ec. 20, 45, 51).

$Q'$  = Factor por reducción por ductilidad (Ec. 46, 47).

$c$  = Coeficiente Sísmico (Ec. 11, 12, 14, 47, 48, 49).

$V_o$  = Cortante Basal (Ec. 48).

$F_{s_i}$  = Fuerzas Sísmicas (Ec. 49).

$\{U\}$  = Máximos desplazamientos (Ec. 50, 51).

$\{F_s\}$  = Máximas fuerzas sísmicas (Ec. 51).

$X_T$  y  $Y_T$  = Distribución de fuerzas (Ec. 52, 53, 54).

$e_c$  = Excentricidad calculada con respecto a la dirección Este – Oeste (X) (Ec. 54, 55).

$e$  = Excentricidad de diseño con respecto a la dirección Este – Oeste (X) (Ec. 55).

$f_i$  = Fuerza en el puntal o en el tensor  $i$  (Ec. 29).

$l_i$  = Longitud del miembro  $i$  (Ec. 29, 30).

$T_i$  = Es la fuerza de tensión en el tensor número  $i$  (Ec. 30).

$F_{ns}$  = Resistencia a la compresión nominal, se evaluará en cada extremo del puntal y se tomará como el valor menor (Ec. 31, 32).

$A_{cs}$  = Es el área de la sección transversal al final del puntal bajo consideración (Ec. 31, 32).

$f_{ce}$  = Resistencia efectiva a la compresión del concreto (Ec. 31, 32, 33, 38, 39, 41).

$A'_s$  = Área de refuerzo de compresión a lo largo del puntal (Ec. 21, 32).

$f'_s$  = Tensión en el refuerzo de compresión a la resistencia axial nominal del puntal,  $f'_s$  es igual a  $f_y$  para refuerzo de Grado 40 o 60 (Ec. 32).

$\varphi$  = Factor de reducción de resistencia (Ec. 5, 10, 24, 34, 39).

$\beta_c$  = Factor de modificación de confinamiento de ganchos y nodos (Ec. 33, 39)

$\beta_s$  = Coeficiente de Rigidez de los puntales (Ec. 33).

$\beta_n$  = Coeficiente de perturbación en zonas nodales (Ec. 39).

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto en los puntales (Ec. 3, 7, 19, 23, 28, 33, 34, 39).

$\lambda_s$  = Factor de modificación del efecto de tamaño (Ec. 34, 35).

$d$  = Peralte efectivo (Ec. 5, 6, 8, 12, 14, 17, 18, 23, 24, 34, 35).

$A_{ts}$  = Área de la armadura no pretensada (Ec. 36, 37).

$A_{tp}$  = Área de la armadura pretensada (Ec. 36).

$\Delta f_p$  = 420 MPa para armadura adherida y 70 MPa para armadura no adherida (Ec. 36, 37).

$f_{se}$  = Tensión efectiva en la armadura pretensada luego de producidas las pérdidas (Ec. 37).

$F_{nn}$  = Resistencia nominal de la zona nodal (Ec. 38).

$A_{nz}$  = El área de cada cara de una zona nodal (Ec. 38).

$A_{si}$  = Área total del refuerzo distribuido (Ec. 40).

$b_s$  = Ancho del puntal (Ec. 40, 41).

$s_i$  = Espaciamiento horizontal o vertical (Ec. 40).

$\alpha_i$  = Ángulo de las barras con respecto al eje del puntal (Ec. 4.12).

$w_s$  = Ancho del puntal en forma de botella (Figura 41).

$w_{t,máx}$  = Ancho máximo efectivo del tensor (Ec. 41).

$f_{nt}$  = Fuerza actuante en el tensor (Ec. 41).

$d_b$  = Diámetro de la barra de refuerzo (Figura 43).

$l_{anc}$  = Longitud de anclaje (Figura 39, 41, 42).

$A_{sv}$  = Área de acero del refuerzo vertical en puntal prismático (Ec. 56).

$S_v$  = Separación del refuerzo vertical en puntal prismático (Ec. 56).

$F_u$  = Fuerza actuante en los elementos (Ec. 57).

# *CAPÍTULO I*

## *DISPOSICIONES GENERALES*

## **1.1. Introducción**

En la actualidad los muros especiales de concreto reforzado son de gran importancia ya que son sistemas ampliamente utilizados en estructuras sismorresistentes puesto que debido a sus características de alta rigidez y ductilidad permiten resistir de forma eficiente las fuerzas laterales.

El método puntal-tensor ha influido mucho en los procedimientos de diseño por corte. El rendimiento constante del método puntal-tensor permite un tratamiento unificado de corte en miembros estructurales.

Es de mucho interés este método ya que ofrece a los ingenieros estructurales una opción más flexible e intuitiva para diseñar estos elementos. Este método se usa cada vez más para diseñar estructuras con regiones D (discontinuidad o regiones perturbadas). El enfoque de puntales y tensores también se ha incorporado en el Código de Construcción de ACI como un método de diseño alternativo, también en el código australiano, el código canadiense, el Eurocódigo, entre otros. La principal ventaja del método de puntales y tensores es su transparencia y adaptabilidad a miembros de concreto reforzado y presforzado con una geometría arbitraria y configuración de carga.

La presente investigación tiene como objetivo principal hacer una comparación del método de diseño sísmico convencional y el método Puntal-Tensor, ambos de forma manual y aplicado a muros especiales; cumpliendo con los requisitos establecidos en el código ACI 318-19. La estructura será ficticia en la ciudad de Managua-Nicaragua ya que dicho estudio se obtendrán las diferencias en los resultados, con lo cual se concluirá cual de ambos métodos resulta más eficaz.

## **1.2. Antecedentes**

Desde principios del siglo XX, los Ingenieros Collins y Mitchell desarrollaron un método de diseño racional por corte, el cual nombraron como puntal-tensor, el cual considera las deformaciones del modelo de armadura y obtuvieron un método de diseño racional para el corte y la torsión.

En investigaciones posteriores, realizadas por Bay, Franz, Leonhardt y Thurlimann demostraron que el Modelo Puntal-Tensor podrían aplicarse de manera útil a las vigas profundas y ménsulas. A partir de ese momento los ingenieros Schlaich y Schäfer comenzaron sus esfuerzos para expandir sistemáticamente tales modelos a estructuras completas y a todo tipo de estructuras y ellos han sugerido un procedimiento de diseño puntal-tensor para regiones perturbadas que involucran escoger puntales de compresión orientados a aproximar el flujo de esfuerzos obtenidos de un análisis elástico (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987).

Los muros especiales actualmente son utilizados en muchos países, comúnmente en edificios con las losas de pisos de placa plana, en edificio de gran altitud como apartamentos o edificios residenciales. Un ejemplo de una estructura construida a base de muros especiales es el Complejo Deportivo Alexis Argüello ubicado en la ciudad de Managua.

Dentro de los elementos estructurales poco desarrollados en la literatura se encuentran los muros, que son frecuentemente empleados en Chile por su resistencia al corte basal y su gran utilidad frente a movimientos sísmicos, y a su vez diseñados mediante el método puntal-tensor. En Nicaragua no existen estructuras donde se ha utilizado el método Puntal-Tensor, solo la investigación realizada por el Ingeniero Willy David Gutiérrez Aldana; la tesis trata de un Software para diseño de vigas aperaltadas de concreto reforzado aplicando el modelo puntal-tensor según, ACI 318-14, esto se realizó en febrero del año 2019.

### **1.3. Justificación**

El modelo puntal-tensor sirve para calcular la resistencia de un elemento estructural una vez que este ha alcanzado el estado límite de agrietamiento. El análisis y diseño de estructuras rígidas (regiones D) en la ingeniería civil, ha sido uno de los temas más estudiados e investigados en los últimos años, puesto que en este tipo de estructuras no es posible aplicar las teorías de análisis y diseño “sección por sección” clásicas que se aplican en las estructuras prismáticas (regiones B), en las cuales se suponen caras planas y bajas deformaciones debidas al cortante.

Este método puntal-tensor es de mucha importancia ya que permite un claro entendimiento del comportamiento de las estructuras de concreto ya que se tienen que visualizar el flujo de fuerzas dentro de la estructura, lo que no hacen los métodos comunes.

Esta investigación beneficiará a las personas que trabajan en el ámbito de estructuras ya que este es un método de diseño del cual hay poca información, La edición 2014 del código ACI 318 lo incorporó en su capítulo 23, debido a su importancia. De igual manera el estudio de estos métodos hace que los ingenieros utilicen herramientas cada vez más eficaces para resolver sus proyectos, mejorando en aspectos importantes tales como la seguridad y la serviciabilidad y también para verificar cual vía aporta mayores ventajas durante el diseño.

## **1.4. Objetivos**

### *1.4.1. Objetivo General*

- Realizar un análisis comparativo entre el método convencional y el método puntal-tensor; para el diseño sísmico de muros especiales de concreto reforzado, conforme con el código ACI 318-19.

### *1.4.2. Objetivos Específicos*

- Diseñar los muros de corte especiales de la estructura en estudio mediante el método convencional de la ACI 318-19.
- Diseñar los muros corte especiales de la estructura en estudio mediante el código ACI 318-19, utilizando el método puntal tensor.
- Comparar los resultados obtenidos entre ambos métodos.

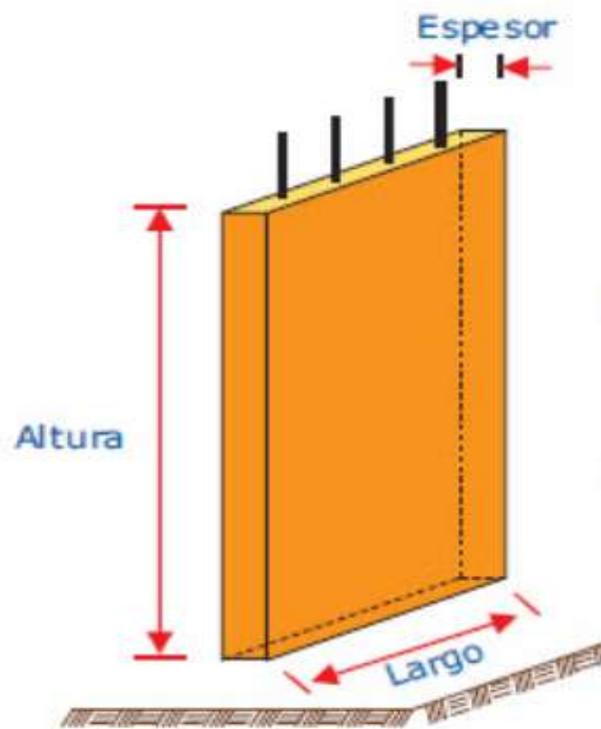
## ***CAPÍTULO II***

***FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE AMBOS MÉTODOS Y  
REQUERIMIENTOS PARA EL DISEÑO DEL MURO DE CORTE  
MEDIANTE AMBOS MÉTODOS***

## 2.1. Generalidades

### 2.1.1. Muros de corte especiales

Los muros especiales son elementos estructurales hechos de concreto reforzados capaces de soportar cargas verticales y horizontales. Por su naturaleza, las estructuras tienen mayor facilidad para soportar cargas verticales, es por eso que los muros especiales son una gran ayuda para soportar cargas horizontales. Su característica radica en que su ancho es mucho menor que las otras dos direcciones. Siendo así, proporcionan una alta rigidez en la dirección paralela a la cara del muro, por lo tanto, son capaces de soportar los esfuerzos cortantes producidos por cargas horizontales como son vientos y sismos (Mora, 2013).



**Figura 1:** Ejemplo de muro especiales. Tomado de: (Mora, 2013, pág. 51)

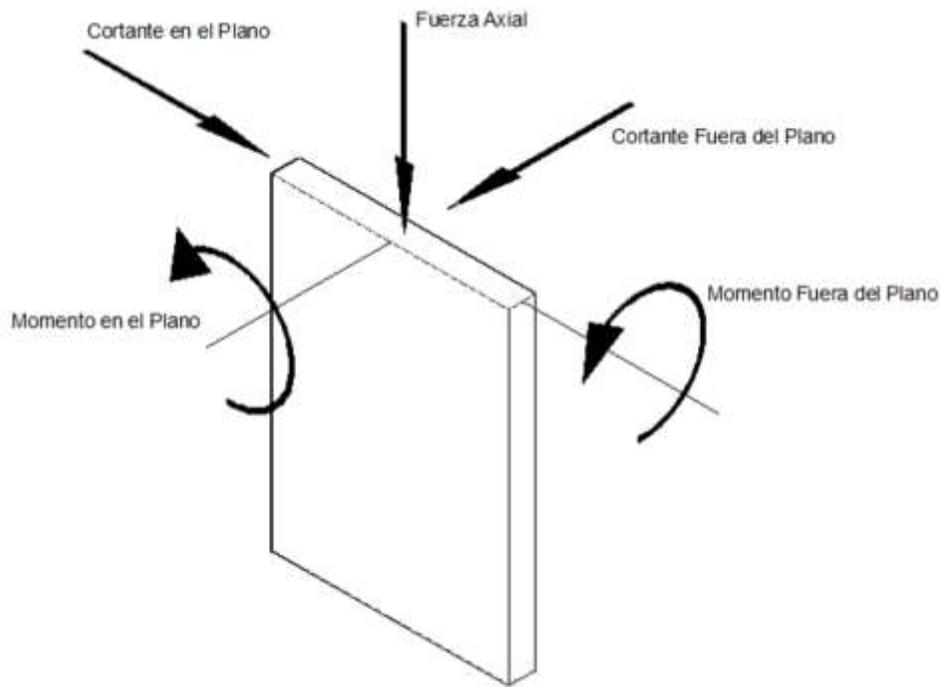
Los muros estructurales son elementos de concreto reforzado, esencialmente diseñados para resistir combinaciones de momentos, fuerzas cortantes y fuerzas axiales (ver Figura 2, pág. 7), generadas principalmente por el viento, sismos y acciones gravitacionales. (Bondarenko & García, 2012).

El uso de muros estructurales de concreto armado ubicados adecuadamente dentro de una construcción proporciona rigidez y resistencia a la estructura, necesaria para controlar las deflexiones laterales y limitar los efectos de torsión (González & López, 2018)

Debido a que una gran parte, si no la totalidad, de la carga lateral, y la fuerza cortante horizontal se transfieren a estos elementos estructurales, anteriormente han llegado a denominarse como muros de cortante o corte. Sin embargo, el corte no es lo único experimentado como sollicitación en estos elementos, tanto la carga axial como la flexión pueden manifestarse de manera notable. Por lo que, para generalizar, el término muros estructurales será utilizado en preferencia a muros de cortante en este trabajo de investigación (Bondarenko & García, 2012).

Las edificaciones de niveles múltiples se han hecho más altas y esbeltas, por lo que, con esta tendencia el análisis de muros estructurales es una parte importante del diseño. Los muros estructurales bien diseñados en las áreas sísmicas poseen un buen historial, no solo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino que también pueden dar gran protección contra daño no estructural costoso durante las perturbaciones sísmicas moderadas (González & López, 2018).

Cabe destacar que a diferencia de los sistemas estructurales a base de marcos, los sistemas formados por muros estructurales suelen ser más rígidos por lo que se les acostumbra diseñar con un factor de reducción de respuesta menor, sin embargo para edificaciones relativamente altas la rigidez es pieza fundamental para propiciar la estabilidad durante acciones sísmicas, además con el diseño apropiado los muros estructurales también pueden ser utilizados para disipar energía (Bondarenko & García, 2012).



**Figura 2:** Acciones sobre un muro. Tomando de: (Bondarenko & García, 2012, pág. 36)

## 2.1.2. Clasificación de los muros de corte especiales

### 2.1.2.1. Según su esbeltez

Los muros estructurales se clasifican principalmente según su esbeltez ya que esta propiedad influye directamente sobre su modo crítico de resistencia. La esbeltez es definida como la relación entre la altura del muro y el lado mayor de la sección transversal de este.

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 2 \quad (1)$$

**(Muros Estructurales Bajos)**

Donde:

$h_w$ : Altura del muro.

$l_w$ : Ancho del muro.

Por lo general estos muros estructurales de baja altura solo transmiten cargas de gravedad muy pequeñas, razón por la cual se ignora su efecto benéfico derivado al

menos para la resistencia a cortante, además ya que su brazo de palanca interno disponible es relativamente grande, por lo que la estructura se ve menos afectada por la flexión ejercida por las cargas laterales. En general los muros estructurales bajos suelen ser controlados por corte.

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

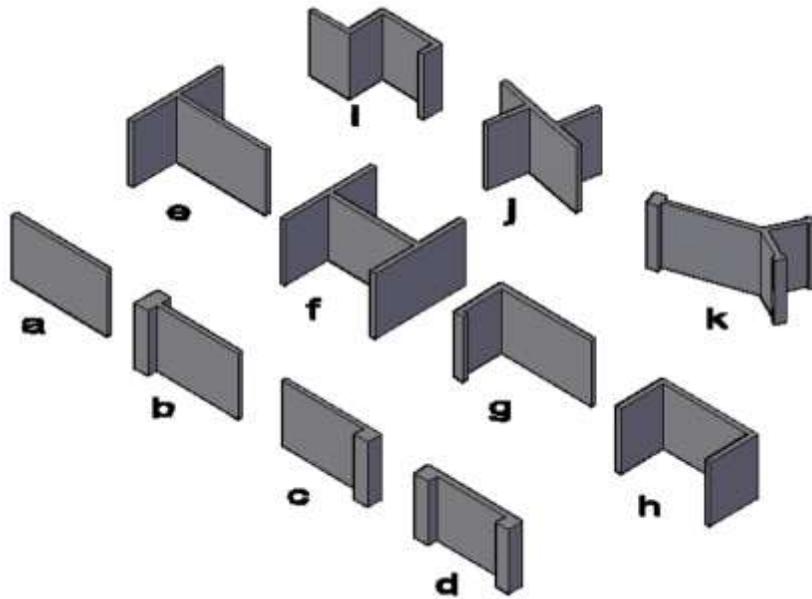
(2)

**(Muros Estructurales Altos)**

Estos elementos transmiten grandes cargas gravitacionales a la base de la estructura, lo que genera una mejor resistencia al corte, sin embargo, se ven más afectados a la flexión ejercida por las cargas laterales debido a que la magnitud del brazo de palanca interno disponible es pequeño. Lo dicho anteriormente nos demuestra que los muros estructurales altos son mayormente controlados por flexión.

#### 2.1.2.2. Según la forma de su Sección Transversal

Es una práctica común en la arquitectura y en el diseño estructural de los edificios, aprovechar el perímetro de las plantas y núcleos de circulación, para la ubicación y la configuración de los muros estructurales. Esta práctica permite con facilidad a los diseñadores, incorporar secciones transversales I, T, L, U, H o formas angulares de secciones transversales, a lo largo de toda la altura del edificio. Aunque para los muros, se prefieren las secciones simétricas, abundan otras diversas debidas a la configuración de las plantas, tal como se muestra en la (Figura. 3, pág. 9).



**Figura 3:** Secciones de Muros Comunes. Tomado de: (Bondarenko & García, 2012, pág. 38)

### 2.1.2.3. Según Variaciones en Elevación

#### ➤ Muros sin aberturas

Desde el punto de vista geométrico, un muro sin aberturas puede considerarse como un medio continuo contenido en un plano. Las hipótesis de análisis se apoyan en lo siguiente:

1. El material que los constituye será homogéneo, elástico, lineal e isótropo.
2. La geometría del muro es tal que posee tres dimensiones; dos relativamente grandes, contenidas en un plano y la restante cooperativamente más corta en otro plano.
3. Considerando los dos puntos anteriores, la idealización corresponderá a un estado plano de esfuerzo.
4. Las cargas que se soportarán estarán contenidas tanto en el plano del muro como perpendiculares a este.

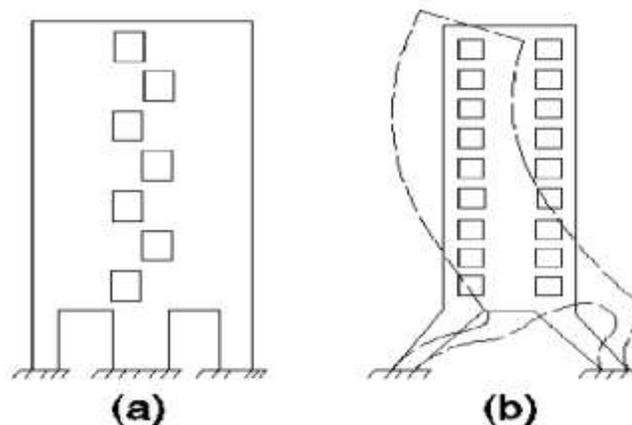
Por considerarse como un elemento en estado plano los desplazamientos deberán ser en dos sentidos, vertical y horizontal, al tomar en cuenta la compatibilidad de estos desplazamientos, es evidente que tiende a presentarse un giro en el muro.

Los muros estructurales sin aberturas pueden tratarse como voladizos verticales calculándose la rigidez y los esfuerzos, usando la simple teoría de la flexión.

➤ Muros con Aberturas

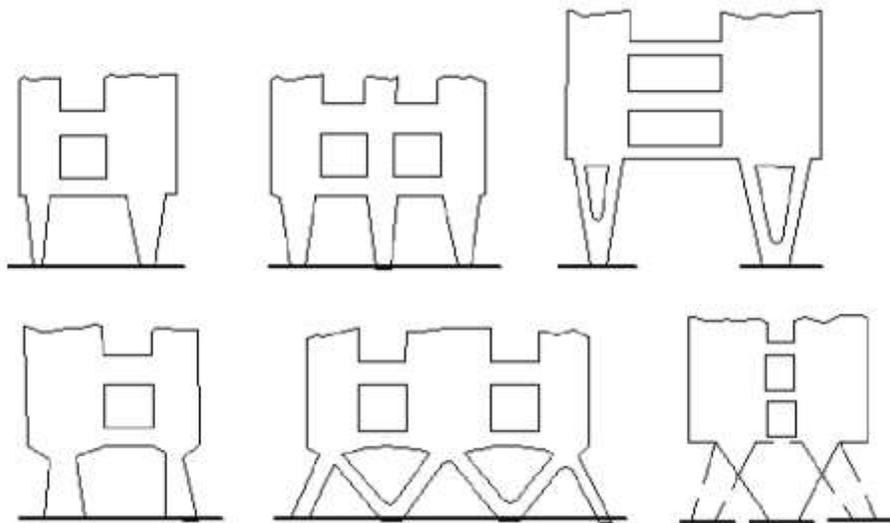
Las Ventanas, puertas y ductos de servicio, requieren que los muros estructurales interiores o exteriores tengan aberturas.

Es imperativo que las aberturas interfieran lo menos posible con la capacidad de momentos y transmisión de cortante de la estructura. En la Figura 4 (a) se muestra un buen ejemplo de muro irracional. El repentino cambio de una sección de muro a columnas reduce drásticamente la resistencia a flexión de la estructura de voladizo en la sección crítica de la base. La distribución escalonada de las aberturas reduce severamente el área de contacto entre los dos muros, donde se deberían transmitir las fuerzas a cortante. Las columnas del muro ilustrado en la Figura 4 (b) podrían llevar a un caso indeseable en que el mecanismo de traslación lateral de las columnas ladea el muro en una dirección opuesta a la de la traslación lateral.



**Figura 4:** Muros Estructurales Irracionales, (a) Interferencia con la resistencia a flexión y cortante. (b) Deformaciones inestables debidas a las columnas inclinadas. Tomado de: (Bondarenko & García, 2012, pág. 40)

Las observaciones realizadas sobre el comportamiento probable de los muros de cortante durante las perturbaciones sísmicas indican lo indeseado de remplazar muros masivos cerca de su base con miembros de columnas más ligeras. La Fig. 5 tomada de un estudio teórico de muros perforados de cortante, presenta tipos de muros que son satisfactorios para la resistencia de carga de viento pero que probablemente causan un desastre en un sismo de importancia. Para estas cargas, se puede concentrar la absorción de energía y se puede asociar con demandas de ductilidad que no se pueden satisfacer con el concreto reforzado.

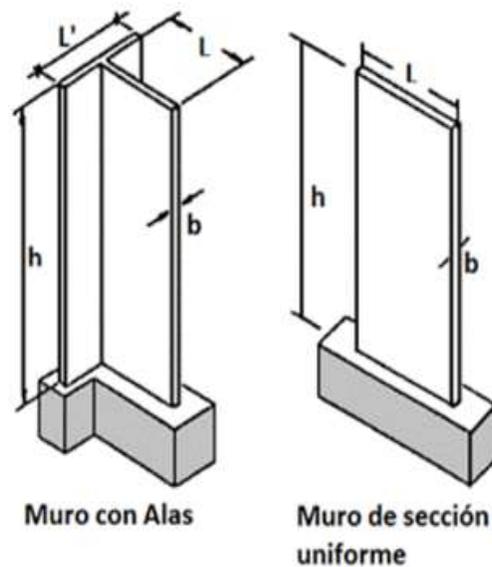


**Figura 5:** Formas Indeseables Muros Resistentes a Sismos. Tomado de: (Bondarenko & García, 2012, pág. 41)

### 2.1.3. Caracterización de los muros de corte especiales

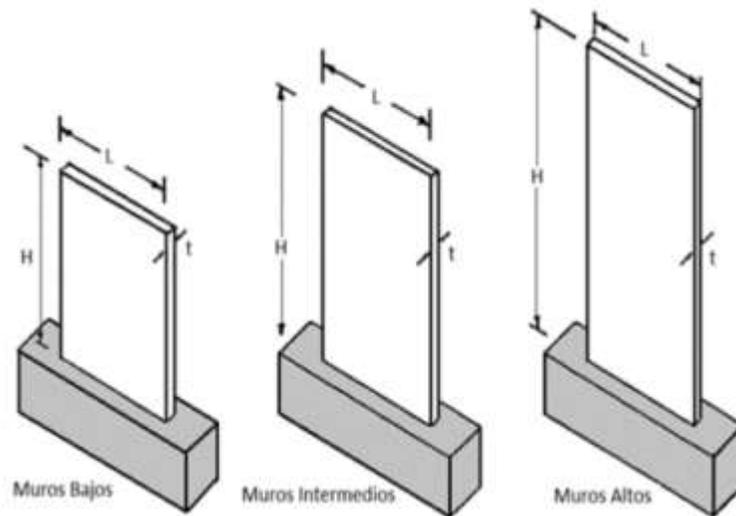
Los muros especiales, conforme **Mora (2013)** se clasifican de varias formas:

- **Por su forma de vista en planta:** Los muros de corte pueden ser uniformes a tener alas (Figura. 6, pág. 12).



**Figura 6:** Muros con diferentes vistas en planta. Tomado de: (Mora, 2013, pág. 53)

- **Por su ubicación en la estructura:** Pueden estar ubicados en el interior de la estructura o en sus partes externas. Generalmente se los coloca como ductos de ascensores en la parte interna de la estructura.
- **Por la relación de aspecto:** se refiere a la relación entre la altura del muro y la base del mismo. Mientras menor es la relación de aspecto, mayor es la rigidez del muro, por lo tanto, es más capaz de soportar fuerzas cortantes. Cuando los muros tienen una relación de aspecto muy elevada, es decir, muros altos, pueden empezar a trabajar a flexión y volverse más deformables (Figura. 7, pág. 14).



**Figura 7:** Muros con diferentes relaciones de aspecto. Tomado de: (Mora, 2013, pág. 54)

- **Por su método constructivos:** Los muros de corte pueden ser fabricados en la obra al momento de la construcción de la misma, prefabricados, o construidos en la obra después de finalizada la misma con el fin de reforzar a la estructura.

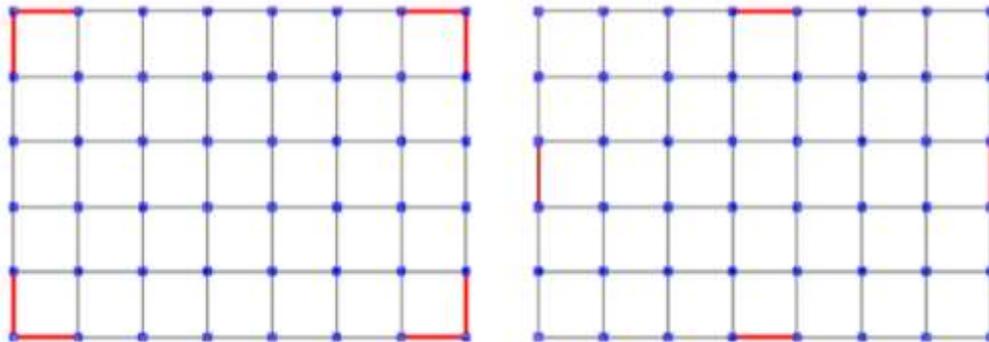
#### 2.1.4. Criterios de ubicación de los Muros de corte especiales

Todas las edificaciones deben ser capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sistemas estructurales. La selección de un sistema estructural de concreto reforzado, y su desempeño bajo acciones sísmicas, involucra considerar sismicidad, geotecnia, comportamiento bajo acciones laterales, tenacidad, rigidez, costos de construcción y buen juicio ingenieril. En la perspectiva de un comportamiento eficaz, el muro estructural entonces, puede limitar las derivas laterales, permite diseñar detalles simples, controlar la disipación de energía para evitar suficientes daños y pérdidas, aunque asumiendo mayor fuerza lateral.

Un diseño adecuado para un muro de concreto reforzado debe ser tal, que sea capaz de lograr la rigidez, resistencia y ductilidad necesaria para soportar las deformaciones y fuerzas que se generan sobre él, sin sufrir degradación del material.

Los muros individuales están sujetos a desplazamientos axiales, de traslación y torsionales, la extensión en la cual un muro contribuirá con la resistencia de los diferentes tipos de sollicitaciones depende de su configuración geométrica, orientación y localización en el plano de la estructura. Las posiciones de los muros estructurales usualmente son establecidas según sus requerimientos funcionales, propósitos de la edificación y la consecuente distribución del espacio en el plano.

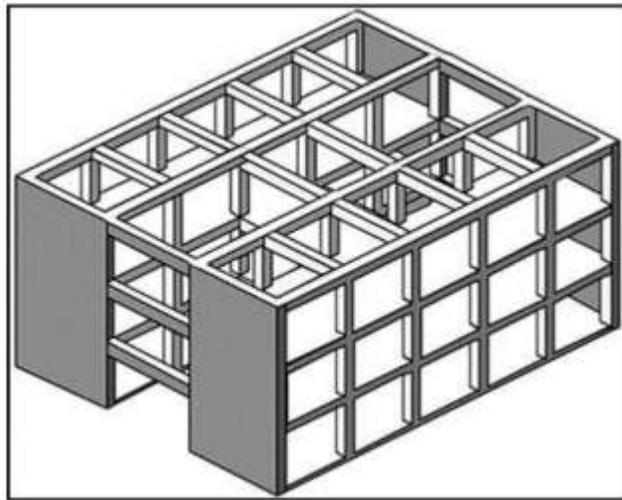
El diseño sismorresistente está directamente relacionado con dos importantes puntos geométricos, el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR). Si estos puntos coinciden, la fuerza sísmica no generará momentos de torsión en planta. En distribuciones asimétricas de masa o rigideces estructurales, es común que se generen momentos de torsión en planta lo que conlleva a una inestabilidad sísmica severa. Es posible disminuir o eliminar las torsiones de la planta mediante una distribución de elementos resistentes que hagan coincidir su centro de masa con su centro de rigidez. La mejor solución estructural se logra cuando las líneas de resistencia se colocan simétricamente al centro de masa, orientadas en dos direcciones ortogonales del sistema.



**Figura 8:** Ubicación recomendable de muros de corte especiales. Tomado de: (Mora, 2013, pág. 58)

#### 2.1.4.1. Muros ubicados en el exterior de la estructura

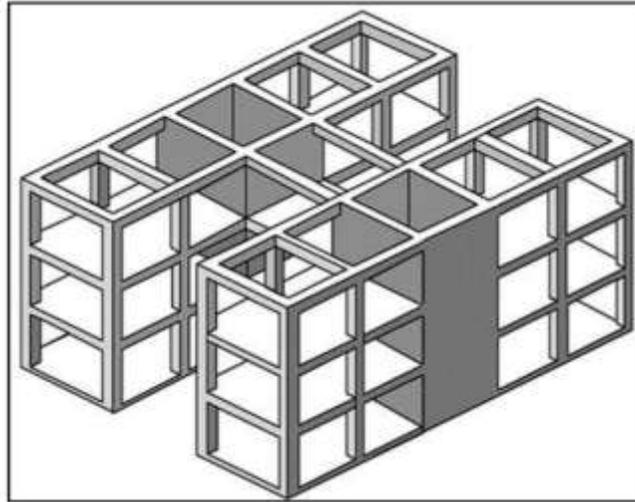
Los muros de corte pueden ser ubicados al exterior de la estructura cuando existen limitaciones de espacio y continuidad de uso en el interior. Estas limitaciones generalmente vienen impuestas por el diseño arquitectónico. Cuando hay que colocar muros en el exterior, muchas veces hay que realizarlos con huecos para ventanas, lo cual se reduce la rigidez de los muros.



**Figura 9:** Muros ubicados en el exterior de la estructura. Tomado de: (Mora, 2013, pág. 58)

#### 2.1.4.2. Muros ubicados en el interior de la estructura

Si el diseño arquitectónico lo permite, se puede ubicar muros de corte en el interior de la estructura. Ubicar los muros en el interior es recomendable para edificios largos. Generalmente se los ubica de manera que constituyan un ducto de ascensores y/o escaleras (Figura. 10, pág. 16).

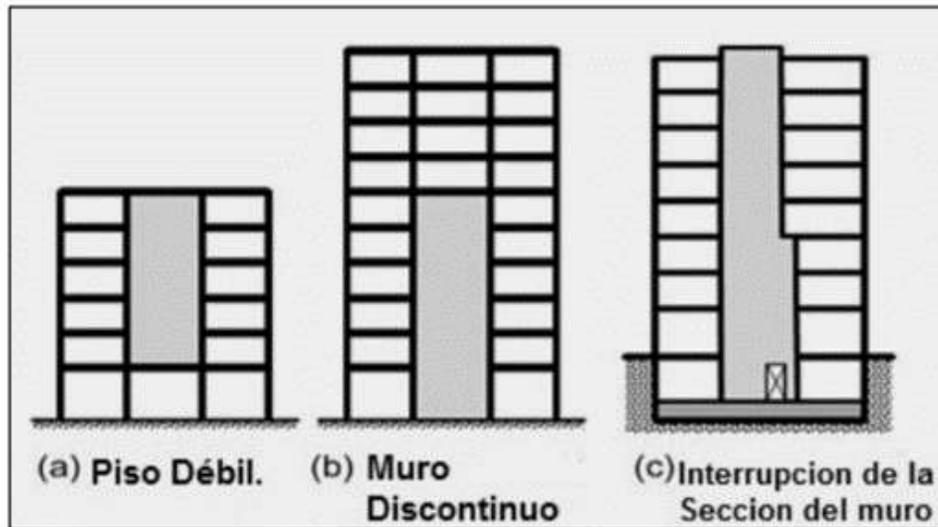


**Figura 10:** Muros ubicados en el interior de la estructura. Tomado de: (Mora, 2013, pág. 59)

#### *2.1.5. Discontinuidad vertical en los muros.*

La funcionalidad y costo a veces conducen a aberturas en muros y otros tipos de discontinuidades. Estas irregularidades pueden conducir a concentraciones de esfuerzo y desplazamientos laterales localizados que pueden ser difíciles de cuantificar y acomodar en el diseño, en algunos casos pueden dar lugar a una respuesta sísmica indeseable. Algunas irregularidades deben evitarse sin más consideración, mientras que otras requerirán análisis y esfuerzo de diseño adicionales (González & López, 2018).

Los muros que se extienden desde la fundación y se interrumpen en algún nivel intermedio (Figura 11, pág. 17) son permitidas por la mayoría de los códigos, pero el diseño es penalizado aumentando las fuerzas de diseño sísmico. Se prefiere tener una reducción más gradual en la sección de pared (longitud, grosor o ambos).



**Figura 11:** Irregularidades en muros verticales. Tomado de: ( González & López , 2018, pág. 42)

#### 2.1.6. Función de los muros especiales.

Los muros especiales, según **Bonilla, y otros (2017)**, tienen distintas funciones tales como:

- Absorber básicamente fuerzas laterales coplanares (sismo, viento), rigidizando la estructura con el propósito de reducir las deformaciones excesivas y por consiguiente los danos, que pueden afectar el comportamiento integral de la misma.
- Deben diseñarse para cargas excéntricas y cualquier carga lateral o de otro tipo a las que estén sometidos.
- Proporcionan estabilidad lateral a las estructuras al resistir las fuerzas cortantes.
- Deben ser suficientemente fuertes para limitar las deflexiones a valores razonables y diseñarse de manera que los esfuerzos de tensión.

#### 2.1.7. Requisitos generales de los muros de corte especiales

Debido a que la función de los muros especiales es rigidizar a la estructura, según Bonilla, y otros (2017), estos deben:

- Limitar los desplazamientos laterales, de manera que se disminuyan los daños en elementos no estructurales (mamposterías, etc.)
- Aumentar la rigidez tridimensional de la estructura, disminuyendo los periodos de vibración.
- Limitar las derivas de piso.

### *2.1.8. Tipos de Fallas en Muros Estructurales*

El comportamiento de un muro alto de sección transversal rectangular puede asimilarse al de una viga en voladizo, teniendo presente sin embargo que en este caso siempre se tiene una carga axial actuante, aun cuando generalmente es pequeña.

Al existir en los pisos bajos, momentos y cortantes muy importantes, se presentarán esfuerzos de compresión y tracción también muy importantes en las zonas cercanas a los extremos o bordes del muro, pudiendo ocurrir una falta de inestabilidad del borde, teniendo presente que el ancho generalmente no es importante. Debe considerarse que los techos aportan una restricción transversal y por tanto interesara la altura de entre pisos para estudiar el problema de la esbeltez de los bordes en la dirección transversal al muro.

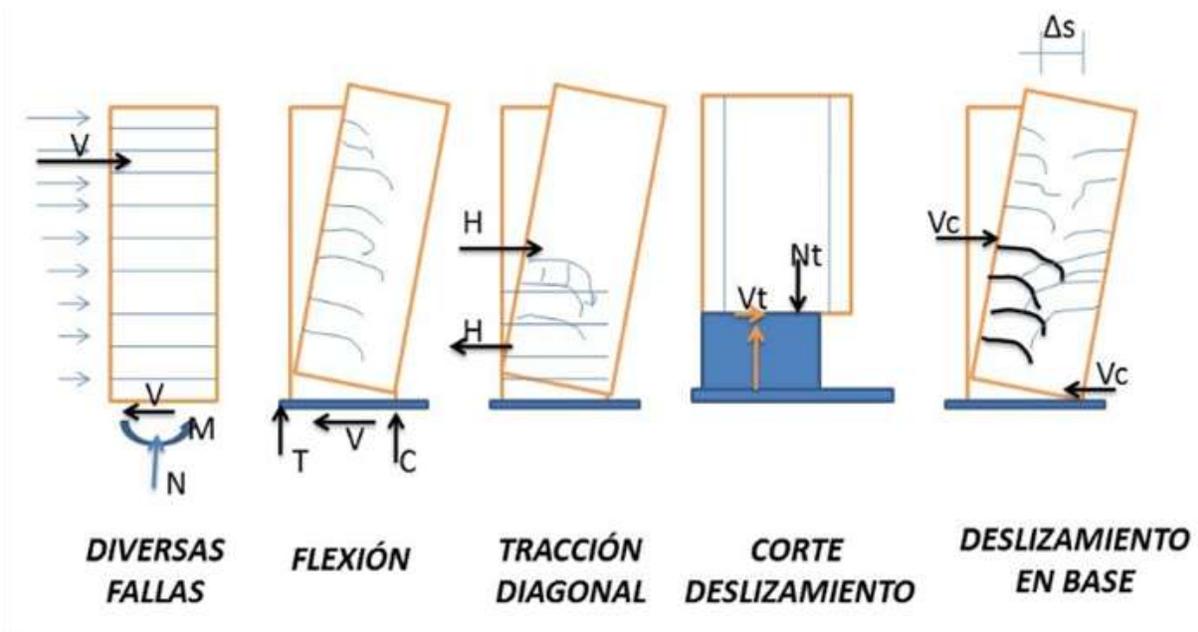
La gran concentración de momentos importantes en la base del muro hace necesario considerar la formación de una rótula plástica en la base; la longitud de la rótula puede exceder la longitud del muro y en esta zona se producirán fisuras de flexión (tracción por flexión) combinándose con las fisuras de tracción diagonal, que requerirán de un esfuerzo horizontal por cortante muy importante.

Este refuerzo horizontal será prácticamente el único que puede asegurar el control de estas fisuras, a la vez que servirá como confinamiento y arriostre de las barras de acero longitudinales traccionadas o comprimidas según el instante en que se considere. Autores como Park & Paulay , 1975 y otros recomiendan diseñar con el cortante máximo de la base, a una altura por lo menos 1.5 veces la longitud del muro, medida desde la base con el fin de proveer más resistencia por cortante en toda la longitud posible de la rótula plástica.

Independientemente de la falla por flexión anteriormente descrita (rotula plástica en la base) y de la combinación de esta con los esfuerzos de tracción diagonal producidos por el cortante, puede ocurrir en este tipo de muros la denominada falla por desplazamiento. Esta puede presentarse en la zona de juntas de vaciados entre piso y piso o entre la zapata y el primer piso y dependerá de la calidad de la superficie de contacto.

Para controlar este tipo de falla interesara que el concreto del muro se coloque sobre una superficie limpia de residuos propios de la mezcla o extraños, y que se considere en el diseño una cantidad de barras verticales suficientes para poder tomar el cortante mediante el denominado cortante por fricción. El objetivo en este caso será diseñar de modo tal que la resistencia de la junta de construcción sea mayor a la resistencia a cortante requerida en este nivel (Bondarenko & García, 2012).

En la Figura. 12, podemos observar un muro estructural con diferentes tipos de fallas:



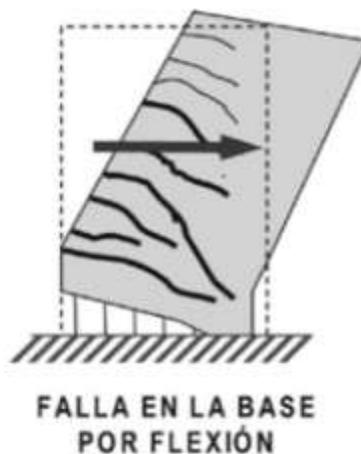
**Figura 12:** Tipos de fallas de muros especiales. Tomado de: (Gomez, 2013)

Los tipos de fallas son las siguientes:

➤ Falla por flexión

La plastificación de un muro comienza en su base y se propaga hasta cierta altura a partir de lo cual se forma el mecanismo de colapso y el resto del muro trabaja rotando como un cuerpo rígido alrededor de la articulación plástica. La falla por flexión puede darse por cedencia del acero, que es lo preferible, o por compresión del concreto o la mampostería, que representa una falla frágil no deseable.

Este tipo de falla se presenta cuando la capacidad de resistencia a la fuerza cortante (proporcionada por el refuerzo horizontal y el concreto) supera a la de flexión (generada por el refuerzo vertical y la carga axial),



**Figura 13:** Falla por flexión. Tomado de: (DAMIAN, 2017, pág. 3)

➤ Falla por corte

La falla por corte se produce en los muros de concreto armado cuando su capacidad resistente a fuerza cortante es inferior a la flexión. Puede darse por insuficiencia de refuerzo de corte, o por una combinación de falla por flexión y deslizamiento en la base. Las juntas de construcción mal concebidas o mal realizadas pueden proporcionar una superficie de falla ideal para falla de corte, ver Figura 14, pág. 21.



**Figura 14:** Falla por corte. Tomado de: (DAMIAN, 2017, pág. 6)

➤ Falla por deslizamiento

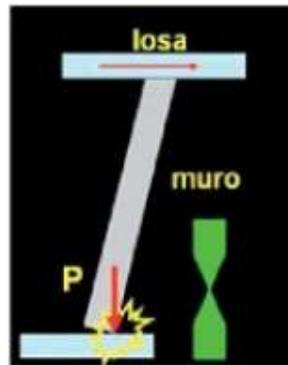
Este tipo de falla es una derivación de la falla por flexión, producida al conectarse las dos grietas formadas por flexión en ambos extremos del muro.



**Figura 15:** Falla por deslizamiento. Tomado de: (DAMIAN, 2017, pág. 3)

La falla por deslizamiento es muy peligrosa, porque una vez formada ésta, la losa de techo arrastra al muro en la dirección transversal a su plano, haciéndolo girar en torno al borde longitudinal del plano de falla (Fig. 16, pág. 22). Por tanto, la carga de gravedad

(P, en la Fig. 16) se concentra en ese borde triturándolo y formando una falla en forma de reloj de arena, con la consecuente reducción de la sección transversal y el posible pandeo del refuerzo vertical interno por efectos de la carga de gravedad, o su posible falla por cizalle.



**Figura 16:** Consecuencias de la falla por deslizamiento. Tomado de: (civil, 2014)

#### 2.1.9. Comportamiento de los muros de corte especiales

Debido a las necesidades actuales requieren que los edificios alcancen alturas grandes comparadas con el área que ocupan debido a esto, las características de este tipo de obras presentan 2 problemas fundamentales:

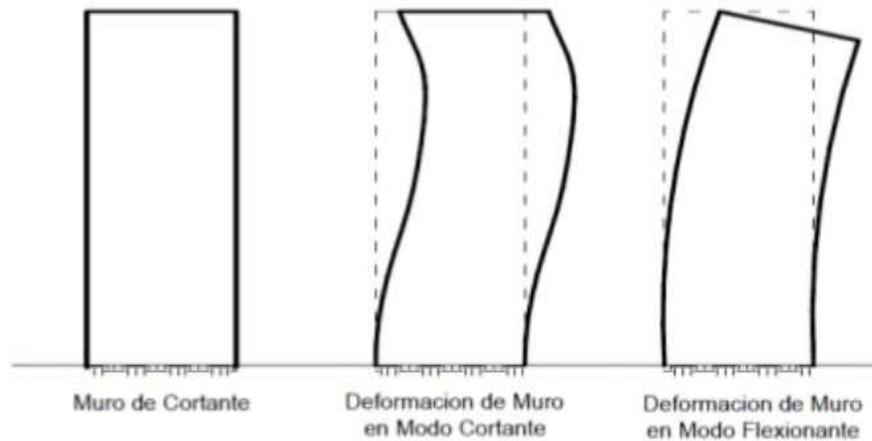
- Requieren de una rigidez elevada, por lo que se emplean muros de cortante para proporcionar la adecuada rigidez, colocándolos estratégicamente en cubos de elevadores o escaleras según el diseño y orientación de la estructura.
- El comportamiento de los demás elementos que forman la estructura se ve afectado por la rigidez que dan los muros de cortante o muros especiales.

Por ello el análisis y diseño estructural deberá estar orientado a conjugar el comportamiento entre ambos elementos estructurales, sobre todo bajo el efecto provocado por las fuerzas horizontales debidas a los movimientos sísmicos.

El empleo de muros en edificio debe garantizar la resistencia para absorber los efectos de las fuerzas, principalmente deberá tenerse en cuenta los efectos de rotación.

Los muros de cortante en forma aislada tienen dos modos de deformación, que dependen del mecanismo deformante (flexión y cortante), siendo el principal el

flexionante, es decir un voladizo vertical. También incluye la fuerza cortante y el lugar donde se aplica (Ballesteros, 2018).

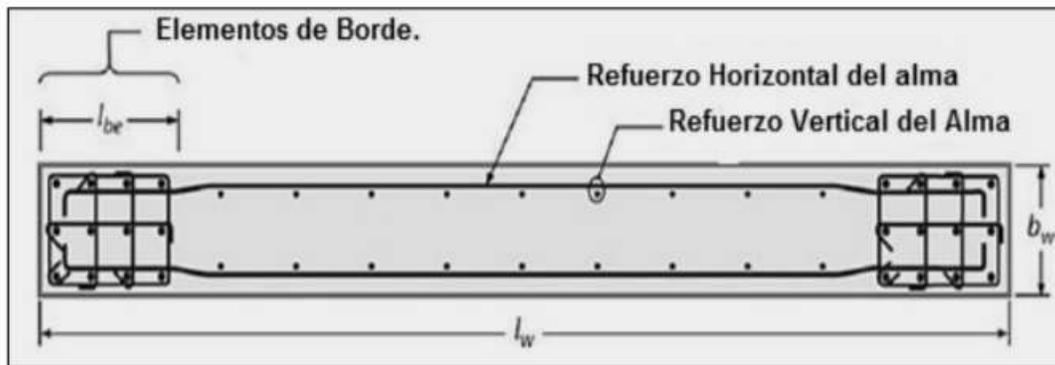


**Figura 17:** Principales deformaciones en muros de cortante o especiales. Tomado de: (Ballesteros, 2018, pág. 20)

#### 2.1.10. Refuerzo de los muros de corte especiales

La Figura 18, pág. 24, ilustra el refuerzo típico para un muro especial de una sección transversal rectangular. Como mínimo, un muro especial debe tener refuerzo distribuido a lo largo del muro en ambas direcciones, vertical y horizontalmente.

En muchos casos, un muro estructural especial, también tendrá refuerzo vertical concentrado en los límites del muro para proveer una resistencia adicional a momento y a fuerza axial. Típicamente, el refuerzo longitudinal está encerrado en el refuerzo transversal para confinar el concreto y contener el pandeo de las barras longitudinales.



**Figura 18:** Refuerzo típico para muros rectangulares. Tomado de: ( González & López , 2018, pág. 43)

2.1.11. *Procedimiento para llevar a cabo el diseño del muro mediante el método convencional*

**a. Chequeo de número de capas requeridas para reforzar el muro.**

El requisito para el chequeo de números de capas para el refuerzo del muro se basa en la observación de que, bajo condiciones ordinarias de construcción, la probabilidad de mantener una sola capa de refuerzo cerca de la mitad del muro es muy baja. Más aún, la presencia del refuerzo cerca de la superficie tiende a inhibir la fragmentación del concreto en el caso de fisuración severa durante un sismo, dicho esto deben usarse al menos dos capas de refuerzo cuando:

$$V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv} \tag{3}$$

**ACI (18.10.2.2)**

$$h_w/l_w \geq 2.0 \tag{4}$$

**ACI (18.10.2.2)**

Donde:

$$A_{cv} = L_w b_w \text{ (mm}^2\text{)}$$

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

## b. Cálculo de refuerzo requerido por flexión

Según ASSOCIATION, págs. 21-29 para realizar el diseño a flexión deben utilizarse las siguientes ecuaciones:

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b_w d^2} \quad (5)$$

$$d = 0.8 l_w \quad (6)$$

**ACI (18.10.2.3)**

Donde:

$M_u$  = Momento flector

$\Phi$  = Factor de reducción

$b_w$  = Espesor del muro

$d$  = Peralte efectivo

La cuantía  $\rho$  para cada elemento de borde se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right) \quad (7)$$

Donde:

$f_y$  = Limite de fluencia del acero

El área de acero se calculará con la siguiente ecuación:

$$A_s = \rho b_w d \quad (8)$$

Donde:

$A_s$  = Área de refuerzo requerido.

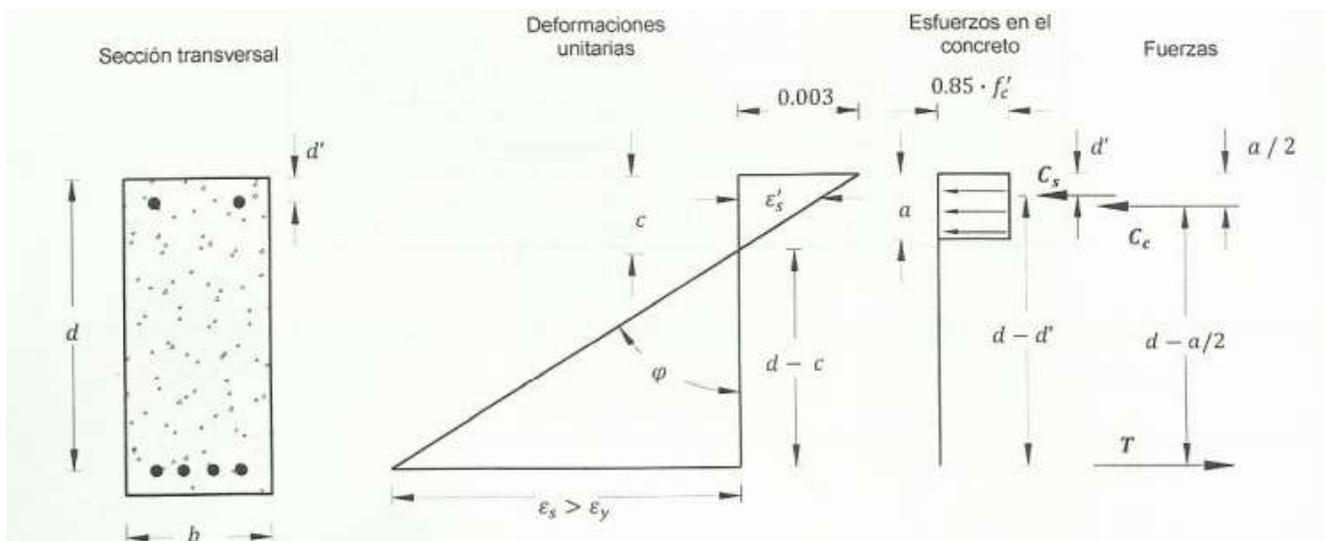
### c. Capacidad portante del muro

Luego para esta sección se hizo uso del documento (Concreto Armado Comportamiento y Diseño, 2010) obteniendo las siguientes ecuaciones:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (9)$$

Donde:

$P_u$  = Fuerza axial.



**Figura 19:** Sección rectangular armadura doble. Tomado de: (B. & Luis B. Fargier Gabardon, 2010, pág. 52)

### Método (T-C)

$$\frac{M_u}{\phi} \quad (10)$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

El valor de  $a$  se conoce como la profundidad del bloque de compresiones equivalentes y se expresa de la siguiente manera:

$$a = \beta_1 * C \quad (11)$$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85$$

$C$  = Eje neutro

Deformación unitaria del acero a tracción

Para determinar la deformación unitaria se realiza una relación de triángulos donde se puede observar en la figura 19, y queda de la siguiente manera:

$$\frac{\varepsilon_u}{C} = \frac{\varepsilon_t}{C - d_2} \quad (12)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_u}{C} (C - d_2)$$

Por Ley de Hooke

$$f_{st} = E * \varepsilon_t \quad (13)$$

Deformación unitaria del acero a compresión:

$$\frac{\varepsilon_u}{C} = \frac{\varepsilon_c}{C - d_1} \quad (14)$$

Por Ley de Hooke

$$f_{sc} = E * \varepsilon_c \quad (15)$$

Definiendo los brazos de palanca

Según B. & Luis B. Fargier Gabardon, 2010, pág. 336, las ecuaciones para calcular el brazo de palanca del acero en compresión y el brazo de palanca del acero a tracción se expresan de la forma siguiente:

$$X_c = \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \quad (16)$$

$$X' = \frac{h}{2} - d_1 \quad (17)$$

$$X = \frac{h}{2} - d_2 \quad (18)$$

Luego se calcula K, esta ecuación es la 5.10 de B. & Luis B. Fargier Gabardon, 2010, pág. 46:

$$K = 0.85 * f'_c * b \quad (19)$$

Fuerza de compresión en el concreto

La ecuación es la 5.11 de B. & Luis B. Fargier Gabardon, 2010, pág. 46:

$$C_c = K * a \quad (20)$$

Se prosigue a calcular  $P_u$ :

$$P_u = C_c + f_{sc} * A'_s + f_{sc} * A_s \quad (21)$$

Verificación de necesidad de elementos de borde

Según la sección 18.10.6.2 del ACI 318-19 para calcular la verificación se expresa de la siguiente manera:

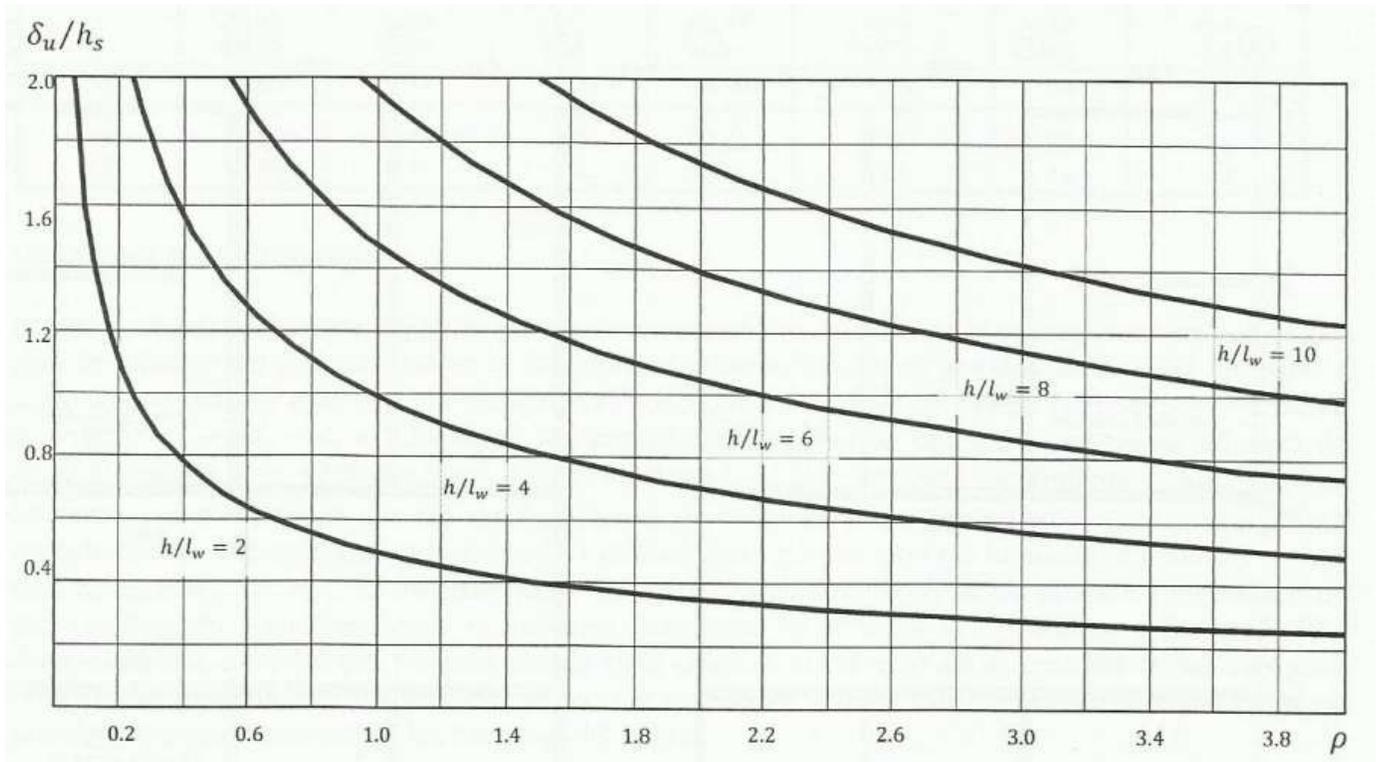
$$\frac{1.5 * \delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600 * c} \quad (22)$$

**ACI (18.10.6.2 a)**

Donde:

$\delta_u$  = Deriva esperada

El valor de  $\delta_u$  corresponde al máximo desplazamiento lateral obtenido al incluir la combinación del sismo. En edificaciones en donde los muros son predominantes y que se fundan en suelos firmes el valor de  $\delta_u$  se puede obtener del grafico siguiente:



**Figura 20:** Relación entre  $\delta_u$  y  $h_w/l_w$  para  $S_{D1} = 1 * g, wd = 1ton /m^2$  y  $hs = 3.00 m$ . Tomado de: (B. & Luis B. Fargier Gabardon, 2010, pág. 333)

#### d. Acero por cortante

$$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (23)$$

Se procede a encontrar el área de acero y separación para el acero horizontal del muro, el ACI 318-19, en la sección 18.10.2.1 expresa que las cuantías de refuerzo distribuido en el alma  $\rho_l$  y  $\rho_h$ , para muros estructurales no deben ser menores de 0.0025, entonces

se puede reducir  $\rho_l$  a los valores requeridos en la sección 11.6. El espaciamiento del refuerzo en cada dirección en muros estructurales no debe exceder de 450mm.

$$\frac{A_v}{SH} = \frac{V_u - \Phi V_c}{\Phi f_y d} \quad (24)$$

$$\rho_h = \frac{A_v}{A_g} \quad (25)$$

#### e. Revisión de acero mínimo

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (26)$$

$$S_v = \frac{A_{vc}}{b_w \rho_l} \quad (27)$$

#### f. Chequeo de capacidad por cortante para refuerzo por cortante.

Según sección 18.10.4.1 ACI 318-19, se deberá cumplir con la condición:

$$V_u \leq (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y t) A_{cv} \quad (28)$$

ACI (18.10.4.1)

Donde:

$$\alpha_c = 3 \text{ cuando } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 2 \text{ cuando } \frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

$$\alpha_c = \text{varia linealmente entre 3 y 2 para cuando } 1.5 < \frac{h_w}{l_w} < 2.0$$

#### g. Longitud de desarrollo

El concepto de longitud de desarrollo se basa en el esfuerzo de adherencia obtenible sobre la longitud embebida del refuerzo (ACI Committee 408 1996). Las longitudes de desarrollo especificadas se requieren, en gran medida, por la tendencia de las barras sometidas a esfuerzos altos a fisurar el concreto que restringe la barra cuando las

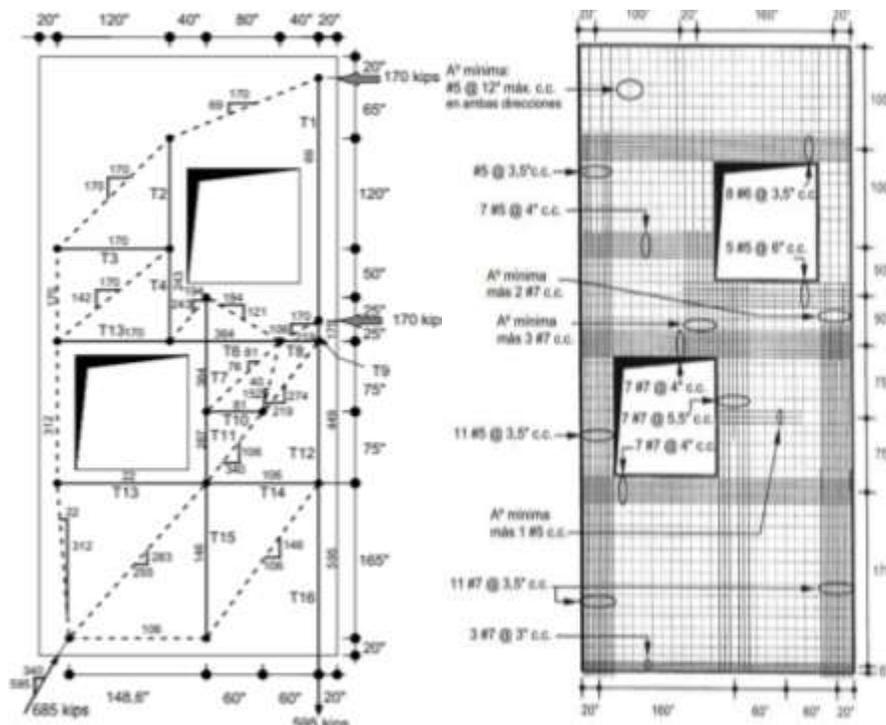
secciones de concreto son relativamente delgadas. Una barra individual embebida en una masa de concreto no necesita una longitud de desarrollo tan grande; aunque una fila de barras, aun en concreto masivo, puede crear un plano de debilidad presentándose fisuración longitudinal a lo largo del plano de las barras. En la práctica, el concepto de longitud de desarrollo requiere longitudes o extensiones mínimas del refuerzo más allá de todos los puntos de esfuerzo máximo en el refuerzo. Tales esfuerzos máximos generalmente ocurren en los puntos donde se presentan los esfuerzos máximos y puntos del vano donde termina o se dobla el refuerzo adyacente. Desde el punto de esfuerzo máximo en el refuerzo, se necesita cierta longitud o anclaje del refuerzo a través del cual se desarrolle el esfuerzo. Esta longitud de desarrollo o anclaje se necesita en ambos lados de los puntos de esfuerzo máximo. Con frecuencia, el refuerzo continúa a lo largo de una distancia considerable en un lado del punto de esfuerzos críticos, de modo que el cálculo requiere tratar sólo el otro lado, por ejemplo, el refuerzo por momento negativo continúa a través de un apoyo hasta la mitad del vano siguiente.

Para el cálculo de la longitud de desarrollo  $l_d$  se utilizó la tabla 25.3.2 establecida en el código del ACI 318-19, en este caso el diámetro interior mínimo de doblado se escogió en base al tipo de gancho estándar.

## 2.2. Generalidades

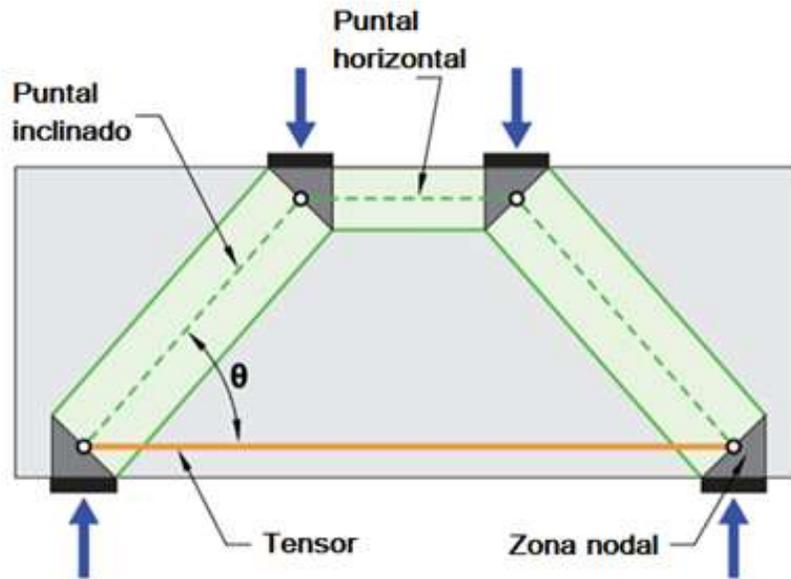
### 2.2.1. Método puntal tensor para diseño

Un método de puntal y tensor es un modelo de esfuerzos de una región D donde el miembro se representa mediante una armadura idealizada de puntales y tensores. El método puntal tensor tiene aplicabilidad para el diseño de estructuras con asimetría en sus miembros, tales como ménsulas, cabezales de pilotes, vigas de alto peralte, esquinas de marcos, muros de cortante con vigas de acople, vigas de concreto preesforzado, entre otros (Vollum & Newman, 1999).



**Figura 21:** Ejemplo del modelo puntal y tensor para un muro de corte con perforaciones y su distribución de refuerzos de diseño. Tomado de: SCHEEL, 2014, pág. 25

En la Figura 22, pág. 33 se refleja como es el puntal inclinado, horizontal, un tensor y la zona nodal.



**Figura 22:** Descripción del modelo puntal-tensor. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 437)

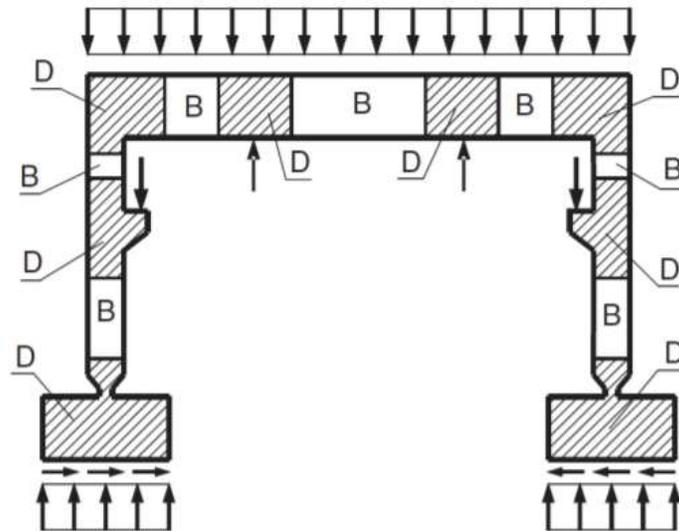
#### 2.2.1.1. Regiones B

Son llamadas regiones B (Bernoulli) o regiones continuas a cada porción de un elemento estructural en donde su sección transversal se comporta de tal manera que cumple con la teoría de Navier-Bernoulli, la cual señala que las secciones que eran originalmente planas permanecen planas después de la carga, es fundamental para la formulación de métodos de diseño para vigas sometidas a flexión en condiciones de agrietamiento (Reyes, 2014).

Actualmente existen enfoques para el diseño de regiones B que cumplen con la hipótesis antes mencionada, como la teoría tradicional para la flexión especificada en el código ACI 318-19. Además, existe la tradicional aproximación de diseño empírica  $V_c + V_s$  (La resistencia al cortante del concreto más la resistencia que aporta el acero) para el diseño por cortante que especifica el ACI 318-19 (Reyes, 2014).

### 2.2.1.2. Regiones D

Se denominan regiones D (Discontinuidad) o regiones discontinuas a todas aquellas regiones en donde la distribución de tensiones cumple el principio de Saint-Venant, también donde su comportamiento no cumple con la hipótesis de Navier-Bernoulli, por lo tanto, los métodos de diseño convencionales no son aplicables a estas regiones. En la Figura 23 podemos ver varias regiones B y D (Reyes, 2014).



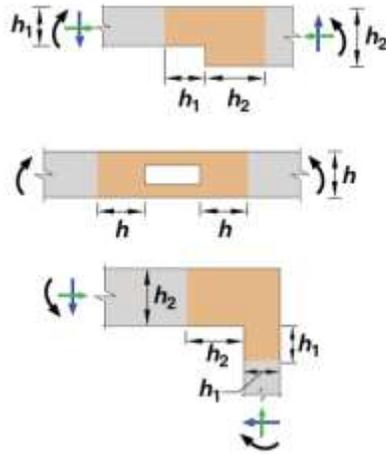
**Figura 23:** Regiones B y D en un marco. Tomado de: (Zamora, 2010, pág. 7)

En la Figura 23 podemos ver varias regiones B y D. Se encuentran 3 tipos de regiones de discontinuidad (o regiones D). Estas discontinuidades son geométricas, estáticas y generalizadas a continuación se describirán cada una de ellas:

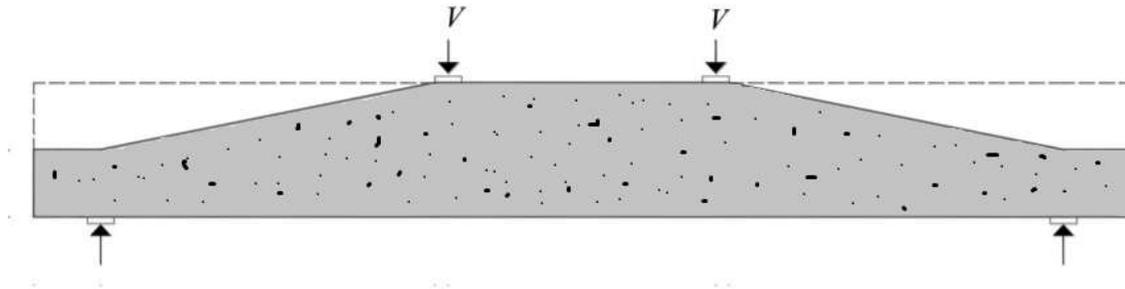
### 2.2.1.3. Discontinuidades geométricas

Son todos aquellos casos donde la geometría de las secciones se aleja de ser prismáticas en toda su longitud, mostrando cambios a lo largo de su sección de manera lineal, seccionada y parabólica; así como, huecos internos, como se señala en las Figuras 24 y 25, pág. 35, donde se muestra claramente que pretender aplicar la

distribución de tensiones y deformaciones basadas en la hipótesis de Navier-Bernoulli llevaría a resultados erróneos (Martín, 2003).



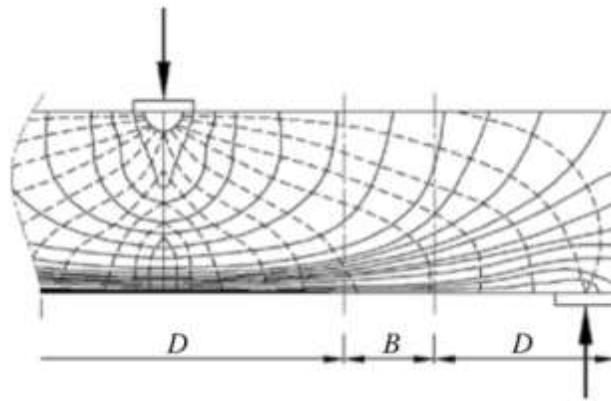
**Figura 24:** Regiones con discontinuidad geométrica seccionada. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 436)



**Figura 25:** Regiones con discontinuidad geométrica por sección variable. Fuente propia.

#### 2.2.1.4. Discontinuidad Estática

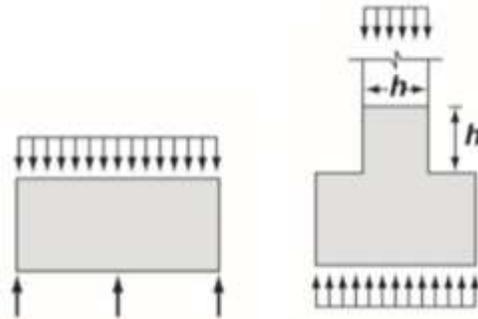
También conocidas como discontinuidades mecánicas, son resultado de la aplicación de una carga puntual o concentrada. El flujo de tensiones provocado por la carga no responde en una determinada zona con lo planteado en la hipótesis de Navier-Bernoulli, sino que suele ser un flujo con distribución tensional y deformaciones muy complejas (Martín, 2003). Ver figura 26, pág. 36



**Figura 26:** Discontinuidad estática por cargas puntuales. Tomado de: (Group, 2018, pág. 18)

#### 2.2.1.5. Discontinuidades generalizadas

A diferencia de los casos mencionados anteriormente, que correspondían a zonas específicas de una estructura hay casos en los cuales las regiones según sus parámetros de alcances no son locales sino globales, es decir toda la estructura se comporta como una región discontinua (Martín, 2003).



**Figura 27:** Casos de discontinuidad generalizada. Tomada de: (Gutierrez, Sevilla, & Moreno, 2019, pág. 19)

## 2.2.2. Procedimiento para el Diseño con Modelos Puntal-Tensor según ACI 318-19

Según el capítulo 23 del Código ACI 318-19, el diseño de una región-D incluye los siguientes pasos:

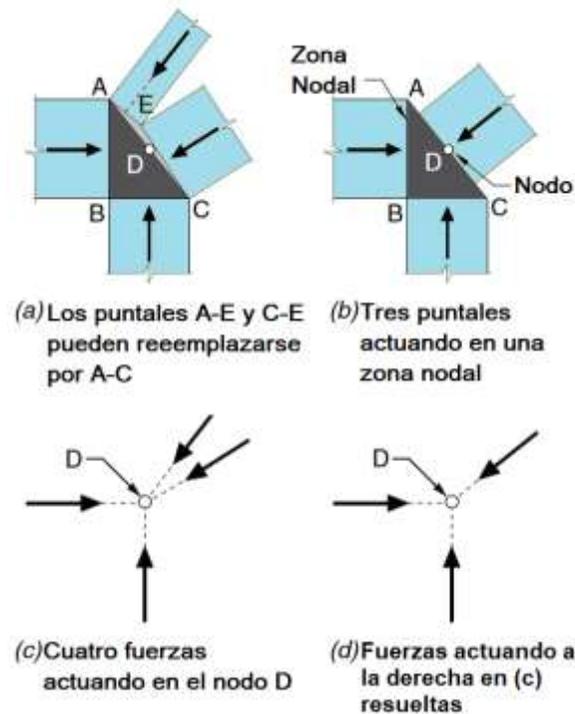
- a) Definir cada región D.
- b) Calcular las fuerzas resultantes en cada límite de la región D.
- c) Seleccionar el modelo y calcular las fuerzas en los puntales y tensores para transferir las fuerzas resultantes a través de la región D. Los ejes de los puntales y nodos se eligen para que coincidan aproximadamente con los ejes de los campos de compresión y tensión, respectivamente.
- d) Diseñar los puntales, tensores y las zonas nodales para que tengan la fuerza suficiente. Los anchos de los puntales y las zonas nodales se determinan considerando las resistencias efectivas del concreto definidas en 23.4.3 y 23.9.2. Se proporciona refuerzo para los tensores considerando las resistencias de acero definidas en 23.7.2. El refuerzo debe estar anclado en o más allá de las zonas nodales.

## 2.2.3. Geometría de Retícula

### 2.2.3.1. Consideraciones básicas

Acorde se establece en ACI (2019), para obtener un modelo puntal tensor, cuya eficiencia sea la adecuada, debe tenerse en cuenta lo siguiente:

- (a) Para determinar la geometría de la cercha idealizada, se deben considerar las dimensiones de los puntales, tensores, zonas nodales, áreas de reacciones y apoyos". Es decir, sabiendo que los anchos de las zonas nodales que conectan a los elementos tienen dimensiones finitas, debe elegirse la cantidad adecuada de elementos que se conectan entre sí por un nodo, si no, se deberá hacer un análisis previo para obtener la fuerza resultante de elementos cuya suma de sus anchos exceda el ancho de la zona nodal de la cual se conectarán.



**Figura 28:** Resolución de fuerzas en una zona nodal. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 439)

La figura 28 (a) y (b) muestran un nodo y la zona nodal correspondiente. Las fuerzas verticales y horizontales equilibran las fuerzas en el puntal inclinado.

Si más de tres fuerzas actúan en una zona nodal, en una estructura en dos dimensiones, como se muestra en la figura 28 (a), se propone resolver algunas de las fuerzas para formar tres fuerzas de intersección.

Las fuerzas del puntal que actúan sobre las caras A-E y C-E en la figura 28 (a) pueden ser reemplazadas con una fuerza que actúa sobre la cara A-C como se aprecia en la figura 28 (b). Esta fuerza pasa a través del nodo en D. Alternativamente, el modelo puntal-tensor puede ser analizado asumiendo que todas las fuerzas de puntales actúan a través del nodo en D, como se muestra en la figura 28 (c). En este caso, las fuerzas en los dos puntales en el lado derecho del Nodo D se pueden resolver en una sola fuerza que actúa a través del Punto D, como se muestra en la Fig. 28 (d). Si el ancho del soporte

en la dirección perpendicular al miembro es menor que el ancho del miembro, puede ser necesario un refuerzo transversal para restringir la división vertical en el plano del nodo. Esto se puede modelar utilizando un modelo transversal de puntal y tensor.

- (b) Los modelos puntal-tensor deben ser capaces de transferir todas las cargas mayoradas a los apoyos o Regiones-B adyacentes. En otras palabras, el modelo seleccionado debe distribuir de manera correcta y equilibrada las fuerzas que actúen en la frontera de la región D a través de la misma.
- (c) Las fuerzas internas en el modelo puntal-tensor deben estar en equilibrio con las cargas y reacciones aplicadas. Esto significa que el modelo propuesto deberá cumplir con las condiciones de estática básica, lo cual facilita su forma de resolución al obtener la fuerza en cada elemento.
- (d) Se debe permitir que los tensores crucen puntales y otros tensores.
- (e) Los puntales deben cruzarse o superponerse solo en los nodos.
- (f) El ángulo entre los ejes de cualquier puntal y cualquier tensor que entre en un solo nodo debe ser de al menos 25 grados.

#### *2.2.4. Criterios para la elección del modelo más adecuado*

Dado que las estructuras tienden a resistir con el menor trabajo de deformación posible, entre varios modelos posibles se debe elegir el que produzca el menor trabajo interno de deformación. Dado que los puntales de concreto son muy rígidos aportan poco al trabajo interno, por lo que si los esfuerzos entre los diferentes tensores fueran del mismo orden el modelo más adecuado será el que presente menor longitud total de tensores. En caso contrario será el que presente menor valor de la sumatoria aplicada a todos los tensores del producto de la fuerza en cada tensor por su longitud. Esto se basa en el principio de energía de deformación mínima (Schlaich, Schäfer, & Jennewein, 1987).

El criterio simple para perfeccionar un modelo puede ser formulado de la siguiente manera:

$$\sum_{i=1}^n f_i l_i = \text{mínimo} \quad (29)$$

Donde:

$f_i$ = Fuerza en el puntal o en el tensor  $i$ .

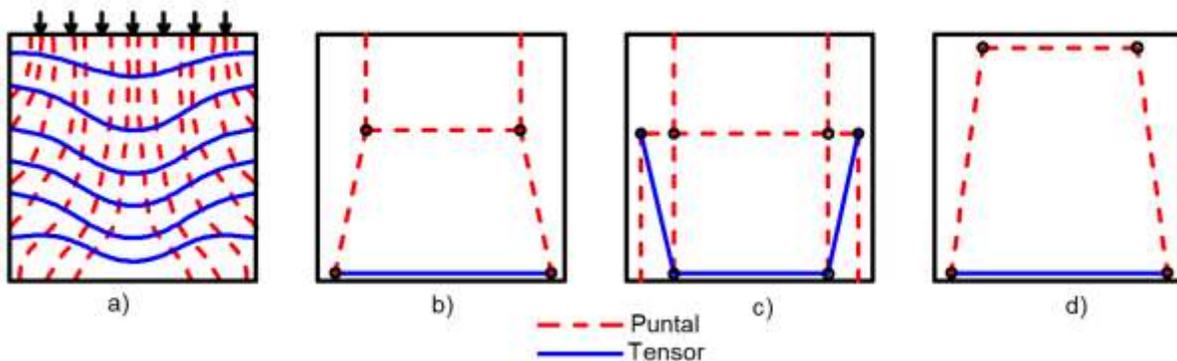
$l_i$ = Longitud del miembro  $i$ .

Esta ecuación se deriva del principio de la energía de deformación mínima para la conducta elástica lineal de los puntales y tensores después de la falla. Ya que los tensores reforzados son mucho más deformables que los puntales de concreto, el modelo con menos y más cortos tensores será el mejor. En caso de duda, la siguiente ecuación puede ser utilizada como criterio simplificado para la optimización del modelo:

$$\sum T_i l_i = \text{mínimo} \quad (30)$$

Donde:

$T_i$ = Es la fuerza de tensión en el tensor número  $i$ .



**Figura 29:** Algunas opciones del modelo puntal tensor. Tomado de: (Gutierrez, Sevilla, & Moreno, 2019, pág. 25).

En la Figura 29 (a) podemos apreciar el campo de distribución de esfuerzo sobre una viga aperaltada, y en los siguientes incisos (b, c, d) de la misma figura, tenemos algunas posibles opciones del modelo puntal tensor. El modelo b puede aplicarse en caso de que

no se conociera exactamente la magnitud de las solicitaciones que estuvieran actuando sobre la viga. En el modelo c se refleja la manera más ineficiente e inadecuada de un modelado para estas solicitaciones. Finalmente tenemos el modelo d, que a simple vista parece el más sencillo, pero es el más adecuado debido a su singularidad y su facilidad de armado (Morales, 2007).

#### *2.2.5. Métodos para encontrar el Modelo Puntal-Tensor*

Según Reyes (2014), los métodos para hallar el modelo son los siguientes:

El método más utilizado para encontrar la disposición de puntales y tensores es a partir del análisis elástico basado en la trayectoria de esfuerzos. En este método se analiza la región D a través de un análisis elástico por elementos finitos, obteniéndose las tensiones punto a punto y determinando la magnitud y dirección de los esfuerzos principales a compresión y tracción.

Schlaich, Schäfer, & Jennewein (1987), plantearon este método para regiones D agrietadas, donde la geometría del modelo puntal tensor se orienta a la distribución de tensiones elásticas. Los puntales y tensores condensan los campos de esfuerzos reales por líneas rectas resultantes y son interconectadas por nodos.

De igual manera Azócar (1992), realizó este análisis para muros de diferentes alturas con el fin de encontrar los modelos puntal-tensor apropiado.

En regiones de muy altos esfuerzos la ductilidad requerida se cumple adaptando los puntales y tensores del modelo a la dirección y tamaño de las fuerzas internas cuando ellas aparezcan desde la teoría de elasticidad.

En regiones normal o bajamente esforzadas, la dirección de los puntales y tensores en el modelo puede desviarse considerablemente del modelo elástico sin exceder la ductilidad de la estructura. Los tensores y también el refuerzo pueden colocarse según consideraciones prácticas. La estructura se adapta por si misma al sistema estructural interior supuesto.

Por supuesto, en cada caso, un análisis y una revisión de seguridad debe hacerse usando el modelo finalmente escogido. Este método de orientación del modelo puntal-tensor a lo largo de los caminos de fuerza, indicados obviamente por la teoría de elasticidad, descuida un poco la capacidad última de carga que podría ser utilizada por una aplicación pura de la teoría de plasticidad. Por otro lado, tiene la mayor ventaja que el mismo modelo puede usarse para la carga última y la revisión de serviciabilidad.

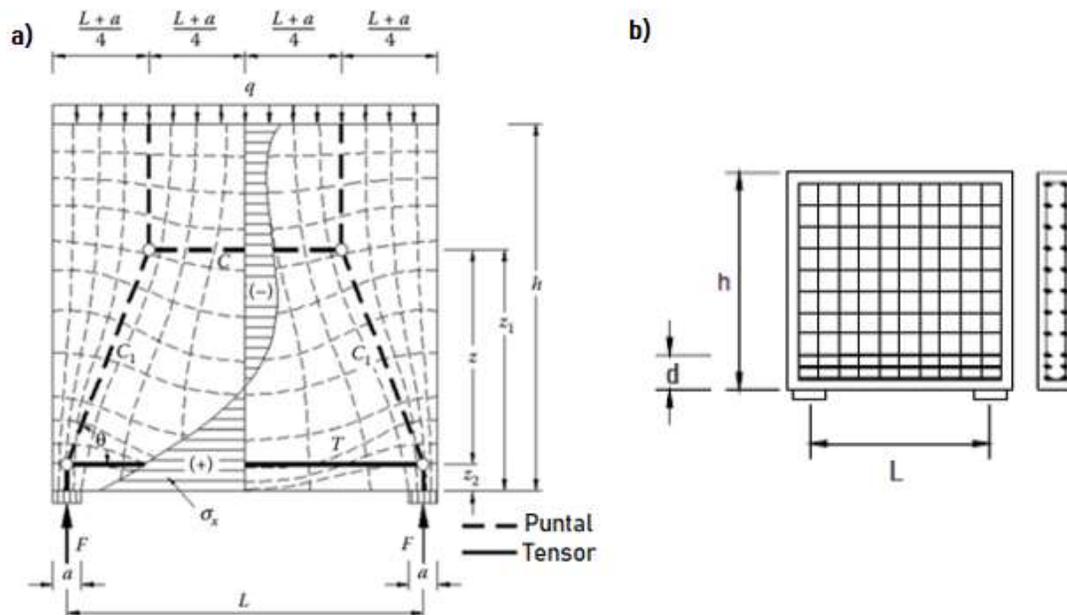
Si por alguna razón el propósito del análisis es encontrar la carga última real, el modelo puede adaptarse fácilmente a esta fase de carga cambiando sus puntales y tensores para aumentar la resistencia de la estructura.

Conducir la geometría del modelo a la distribución de tensiones elásticas también es un requerimiento de seguridad porque la fuerza de tensión del concreto es solo una parte pequeña de la fuerza de compresión. Los casos como en los llamados “campos de botella” se producen tensiones transversales que deben ser consideradas, ya que al tener modelos demasiados simples pueden producir fallas prematuras.

Para las regiones D es obligatorio realizar un modelo puntal-tensor individualmente para cada caso. Después de un poco de entrenamiento, esto puede hacerse de una manera sencilla. Desarrollar un modelo puntal-tensor es comparable a elegir un sistema estático global. Ambos procedimientos requieren un poco de experiencia de diseño y son de importancia similar para la estructura.

Generar el modelo de una región D se facilita mucho si las tensiones elásticas y las direcciones de tensión principales están disponibles como en el caso del ejemplo mostrado en la Figura 29. Tal análisis elástico es proporcionado por la gran variedad de programas de análisis estructural disponible.

La dirección de los tensores puede tomarse en base a la dirección principal de los esfuerzos de compresión o pueden ubicarse los puntales y tensores más importantes en el centro de gravedad de los diagramas de esfuerzos correspondientes, C y T de la Figura 30, pág. 63 usando el diagrama de esfuerzos  $\sigma_x$  dado allí.



**Figura 30:** a) Trayectoria de tensiones elásticas, esfuerzos elásticos y modelo puntal-tensor, b) Ejemplo del modelo con armadura. Tomado de: (Group, 2018, pág. 14)

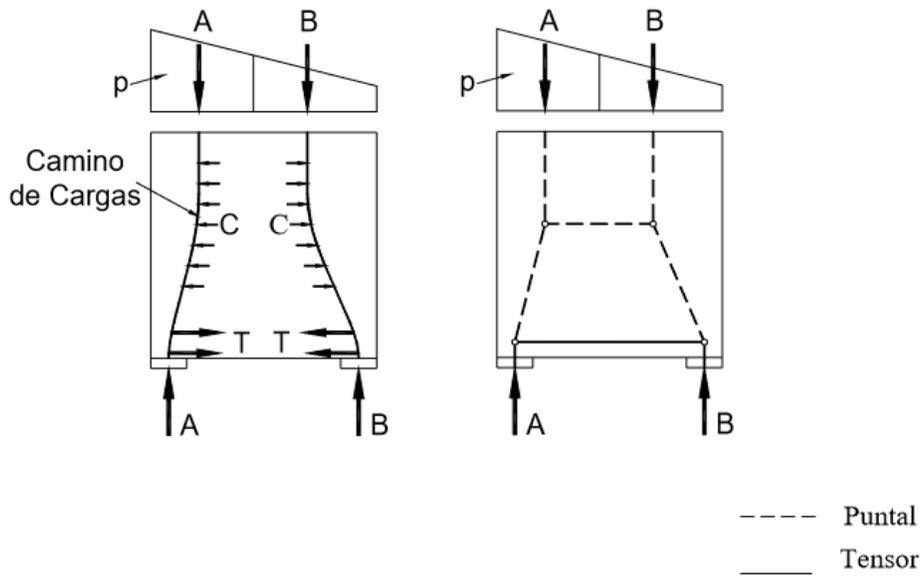
Schlaich, Schäfer, & Jennewein (1987), mostraron que llevar a cabo el desarrollo de un modelo puntal-tensor cuando ningún análisis elástico esté disponible puede desarrollarse usando el “camino de cargas”.

Lo primero es asegurarse que el equilibrio externo de la región D se cumpla determinando todas las reacciones y cargas que actúan sobre ella. En una región B se usan en la región D del diseño de la región B y se pretende que exista una distribución lineal de esfuerzos ( $p$ ) como se puede observar en la Figura 31, pág. 44.

El diagrama de esfuerzos se separa de forma tal que las cargas en un lado de la estructura encuentren su contraparte en el lado opuesto, tomando en cuenta que los cambios de cargas que unen las contrapartes no se cruzaran unos con otros.

El camino de carga comienza y termina en el centro de gravedad de los diagramas de tensión correspondientes y tiene allí la dirección de las cargas aplicadas o reacciones.

Elas tienden a tomar el camino más corto posible entre ellas. Las curvaturas se concentran cerca de las concentraciones de tensión (reacciones de apoyo o las cargas puntuales).



**Figura 31:** Caminos de carga y modelo puntal-tensor. Tomado de: (BEYER, 2007, pág. 30)

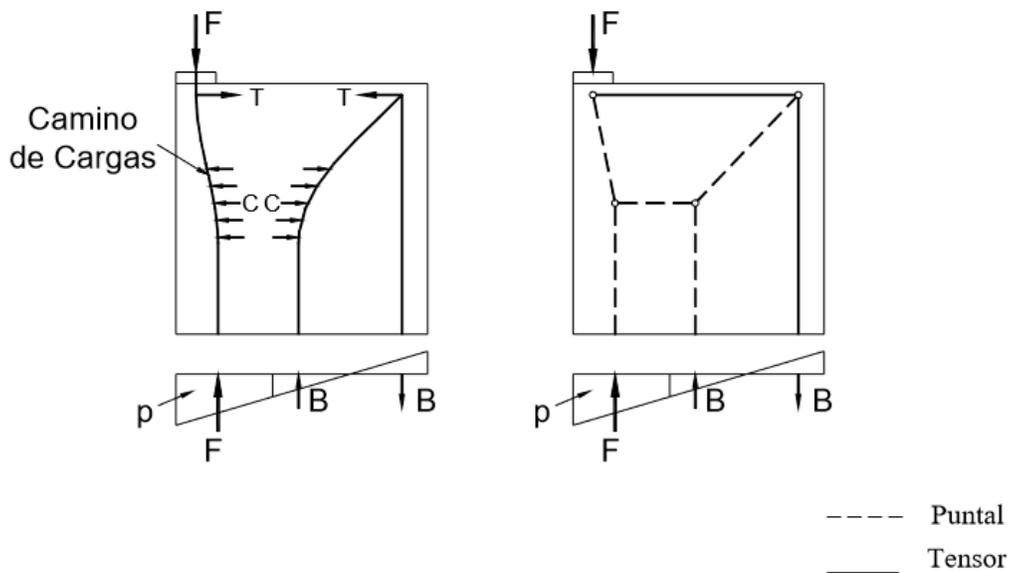
Habrán algunos casos, donde el diagrama de tensión no se usa completamente con los caminos de cargas descritos; allí permanecerán las resultantes (igual en magnitud, pero con signo opuesto) que entran en la estructura y la dejan en una vuelta en U o forman un giro. Ver Figura 32, pág. 45.

Hasta ahora, el equilibrio ha sido considerado solo en la dirección de las cargas aplicadas. Después de trazados todos los caminos de cargas con curvas lisas y reemplazándolos por polígonos, deben agregarse puntales extensos y tensores para el equilibrio transversal que actúa entre los nodos, incluido en aquellos que el giro es en U.

Mientras se hace esto, los tensores deben colocarse con consideraciones propias de viabilidad del esquema del refuerzo (generalmente paralelo a la superficie del concreto) y de requerimientos de distribución de grietas.

Los modelos resultantes son a menudo bastante cinemáticos, lo que significa que el equilibrio en un modelo dado solo es posible para casos de carga específicos. Por consiguiente, la geometría del modelo apropiado tiene que ser adaptada al caso de carga y está en la mayoría de los casos determinada por condiciones de equilibrio después que unos pocos puntales o tensores han sido escogidos.

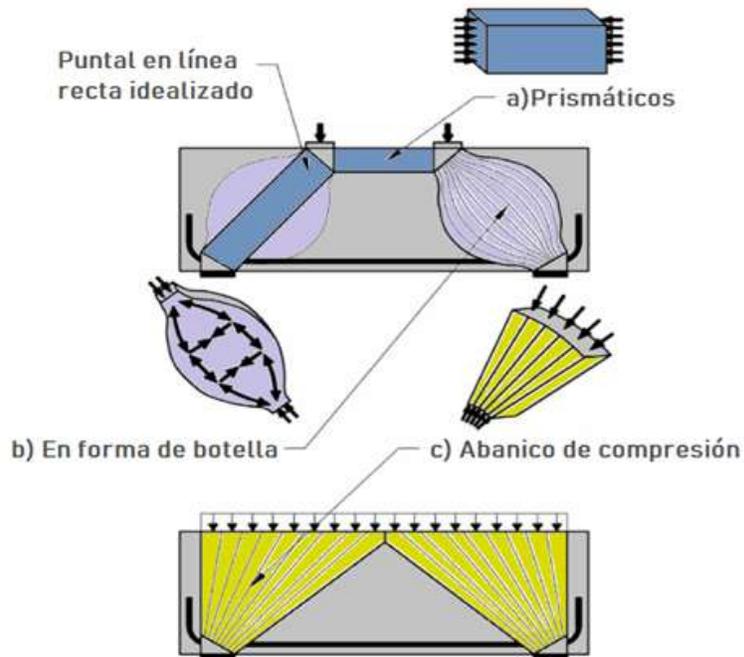
También se definen los modelos puntal-tensor mediante un análisis no-lineal, el cual tiene la ventaja por sobre un análisis lineal convencional, que puede predecir con mayor certeza el comportamiento de una zona perturbada y su capacidad última de carga.



**Figura 32:** Caminos de carga (incluyendo una “vuelta en U”) y modelo puntal-tensor. Tomado de: (BEYER, 2007, pág. 30)

### 2.2.6. Puntales

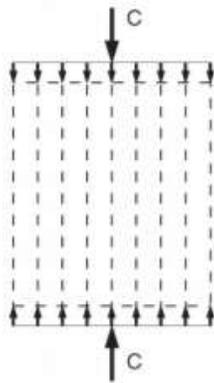
Los elementos a compresión del modelo puntal-tensor se conocen como puntales y son, generalmente, concreto a compresión. Representan campos de esfuerzos en el concreto y pueden tener diferentes configuraciones; entre ellas, prismática, de abanico y de botella.



**Figura 33:** Tipos de puntales a compresión. Tomado de: (T & Jr, 2007, pág. 3)

#### 2.2.6.1. Puntales Prismáticos

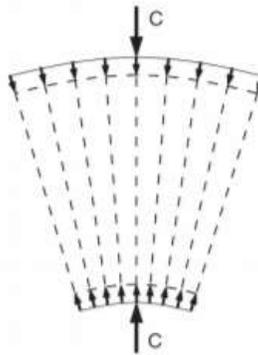
El puntal primático es la idealización más simple del campo de esfuerzos de compresión y es generalmente usado para modelar campos de esfuerzos con trayectorias uniformes y paralelas (Arroyave, 2000, pág. 29). Ver figura 34, pág. 47



**Figura 34:** Puntal prismático. Tomado de: (Zamora, 2010, pág. 10)

#### 2.2.6.2. Puntal en forma de abanico

De acuerdo a (Arroyave, 2000, pág. 29) los puntales en forma de abanico se presentan en puntos de aplicación de carga o en apoyos y está formado por varios puntales con forma trapezoidal que permiten transmitir la carga desde el nudo hasta los estribos.

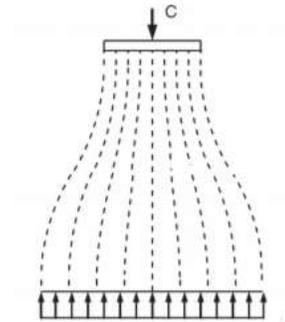


**Figura 35:** Puntal en forma de abanico. Tomado de: (Zamora, 2010, pág. 10)

#### 2.2.6.3. Puntal en forma de botella

Según Beyer (2007), es aquel que es más ancho a media distancia de sus extremos, este puntal en forma de botella es un puntal colocado en una parte de un elemento donde

el ancho del concreto en compresión, a media distancia de los extremos del puntal, puede ensancharse lateralmente.



**Figura 36:** Puntal en forma de botella. Tomado de: (Zamora, 2010, pág. 11)

#### 2.2.6.4. Resistencia de los puntales

El objetivo general en el diseño de concreto estructural, es garantizar un comportamiento dúctil, lo cual significa asegurarse que la falla se producirá primero por fluencia del acero que, por aplastamiento del concreto, este mismo criterio se aplica al modelo puntal tensor, con el fin de evitar el aplastamiento prematuro de los puntales (Arroyave, 2000).

Para obtener la resistencia a la compresión nominal de un puntal  $F_{ns}$ , se calculará mediante (a) o (b):

(a) Puntal sin refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} \tag{31}$$

**ACI (23.4.1a)**

(b) Puntal con refuerzo longitudinal

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s \tag{32}$$

**ACI (23.4.1b)**

Donde:

$F_{ns}$  = Resistencia a la compresión nominal, se evaluará en cada extremo del puntal y se tomará como el valor menor.

$A_{cs}$  = Es el área de la sección transversal al final del puntal bajo consideración.

$f_{ce}$  = Resistencia efectiva a la compresión del concreto.

$A'_s$  = Área de refuerzo de compresión a lo largo del puntal.

$f'_s$  = Tensión en el refuerzo de compresión a la resistencia axial nominal del puntal,  $f'_s$  es igual a  $f_y$  para refuerzo de Grado 40 o 60.

En diseño, los puntales generalmente se idealizan como miembros de compresión prismáticos. Si el área de un puntal difiere en sus dos extremos, debido a diferentes fuerzas de la zona nodal en los dos extremos o a diferentes longitudes de apoyo, el puntal se idealiza como un miembro de compresión uniformemente cónico.

Por ello, la resistencia efectiva a la compresión del concreto en un puntal  $f_{ce}$ , se calculará de la siguiente forma:

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_s f'_c \quad \begin{matrix} (33) \\ \text{ACI (23.4.3)} \end{matrix}$$

Donde:

$\beta_c$  = Factor de modificación de confinamiento de ganchos y nodos.

$\beta_s$  = Coeficiente de Rigidez de los puntales.

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto en los puntales .

Tabla 1:

Coefficientes de Rigidez  $\beta_s$ . Tomado de: (ACI, 2019, pág. 444)

Ubicación del puntal	Tipo de puntal	Criterios	$\beta_s$	
<b>Miembros de tensión o zonas de tensión de miembros</b>	Ninguno	Todos los casos	0.4	(a)
	Puntal horizontal	Todos los casos	1.0	(b)
<b>Todos los otros casos</b>		Refuerzo que satisface (a) o (b) de la Tabla 3.2 (ACI-23.4.3(a))	0.75	(c)
	Puntal inclinado	Ubicado en regiones que satisfacen (ACI-23.4.4)	0.75	(d)
		Articulaciones columna-viga	0.75	(e)
		Todos los casos	0.4	(f)

Tabla 2:

Factores de modificación de confinamiento de ganchos y nodos para puntales  $\beta_c$ . Tomado de: (ACI, 2019, pág. 444)

Ubicación		$\beta_c$	
•Fin de un puntal conectado a un nodo que incluye una superficie de apoyo	Menor de	$\sqrt{A_2/A_1}$ donde $A_1$ se define por la superficie del apoyo	(a)
•Nodo que incluye una superficie de apoyo		2.0	(b)
Otros casos		1.0	(c)

Si el uso de  $\beta_s$  de 0.75 se basa en la línea (d) de la Tabla 1, las dimensiones de los miembros se seleccionarán para satisfacer la Ecuación 34:

$$V_u \leq \phi 5 \tan \theta \lambda_s \sqrt{f_c'} b_w d \quad (34)$$

**ACI (23.4.4)**

Donde:

$V_u$  = Cortante último.

$\lambda_s$  = Factor de modificación del efecto de tamaño

$b_w$  = Ancho de la sección.

$d$  = Peralte efectivo.

Esta ecuación está destinada a evitar la falla de tensión diagonal. En las regiones de discontinuidad, la resistencia a la tensión diagonal aumenta a medida que aumenta el ángulo del puntal. Para puntales muy inclinados,  $V_u$  puede exceder  $\phi 10 \lambda_s \sqrt{f_c'} b_w d$ .

El factor de modificación del efecto de tamaño,  $\lambda_s$  se determinará mediante (a) o (b), según corresponda:

(a) Si se proporciona refuerzo distribuido de acuerdo con 23.5,  $\lambda_s$  se tomará como 1.0.

(b) Si no se proporciona refuerzo distribuido de acuerdo con 23.5,  $\lambda_s$  se tomarán de acuerdo con la Ecuación 35

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d}{10}}} \leq 1 \quad (35)$$

**ACI (23.4.4.1)**

### 2.2.7. Tensores

Los tensores son elementos a tensión del método de puntales y tensores. Usualmente, las fuerzas del tensor son resistidas por acero de refuerzo colocado simétricamente alrededor de la línea de acción de la fuerza. El refuerzo debe extenderse en toda la longitud del tensor y debe ser adecuadamente anclado en los nodos. La cantidad de

refuerzo se determina a partir de la fuerza en el puntal. Idealmente, el tensor debería dimensionarse para alcanzar su fluencia ante la carga última de diseño, pero con el fin de asegurarse un modo de falla dúctil, debe tenerse una plataforma de fluencia suficientemente amplia para permitir la formación del mecanismo antes del agrietamiento del concreto. El acero de refuerzo puede estar formado por una o varias barras de acero o por tendones de presfuerzo (Arroyave, 2000).

#### 2.2.7.1. Resistencia de los tensores

Para el cálculo de la resistencia nominal a tracción de los tensores debe usarse la siguiente expresión:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}\Delta f_p \quad (36)$$

**ACI (23.7.2)**

Donde:

$A_{ts}$  = Área de la armadura no pretensada.

$f_y$  = Tensión de fluencia especificada de la armadura no pretensada.

$A_{tp}$  = Área de la armadura pretensada.

$\Delta f_p$  = 420 MPa para armadura adherida y 70 MPa para armadura no adherida.

La fuerza total de un tensor pretensado es:

$$A_{ts}(f_{se} + \Delta f_p) \quad (37)$$

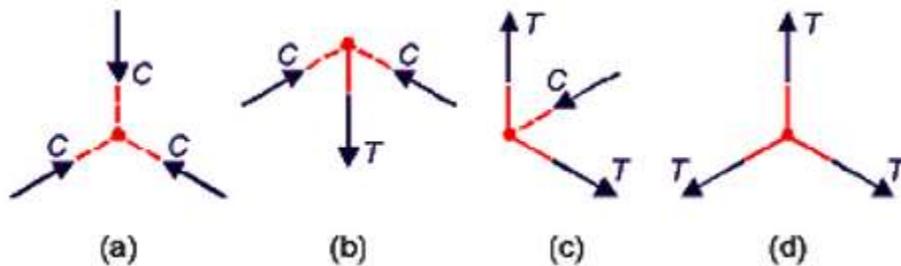
Donde:

$f_{se}$  = Tensión efectiva en la armadura pretensada luego de producidas las pérdidas.

#### 2.2.8. Nodos y Zonas nodales

Es deseable distinguir entre nodos y zonas nodales. Los nodos son los puntos donde se interceptan las fuerzas axiales de los tensores y los puntales, y las zonas nodales son regiones que rodean las áreas de unión en las cuales los miembros se conectan. Para el

equilibrio horizontal y vertical en un nodo, este debe tener un mínimo de tres fuerzas actuando en el nodo en una estructura plana, como por ejemplo una viga alta o un muro. Los nodos se clasifican por los tipos de fuerzas que se encuentran en él las uniones de tres puntales se denominan CCC, las uniones de dos puntales anclados a un tensor son CCT, si un puntal es anclado a dos tensores se denomina CTT y TTT es donde convergen tres o más tensores (Aedo, 2004).

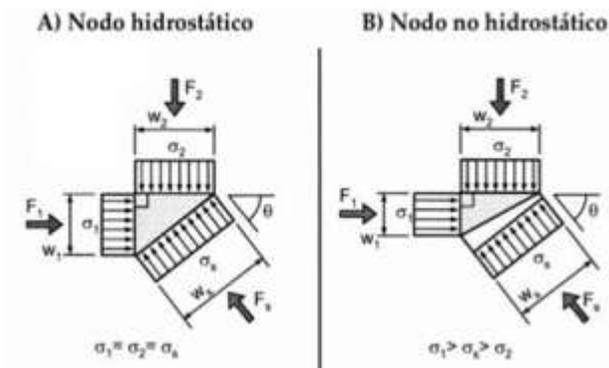


**Figura 37:** Clasificación de nodos. Tomado de: (Reyes, 2014, pág. 51)

El análisis de las zonas nodales ha ido evolucionando con el correr de los años desde las denominadas “zonas nodales hidrostáticas” hasta las llamadas “zonas nodales extendidas”.

#### 2.2.8.1. Zonas Nodales Hidrostáticas

Según Beyer (2007), originalmente se asumieron las zonas nodales para tener igual tensión en todas las caras en el plano. Debido a que el círculo de Mohr para las tensiones en el plano actúa en tales planos de las zonas nodales como un punto, las cuales son llamadas zonas nodales hidrostáticas. Ver figura 38, pág. 54



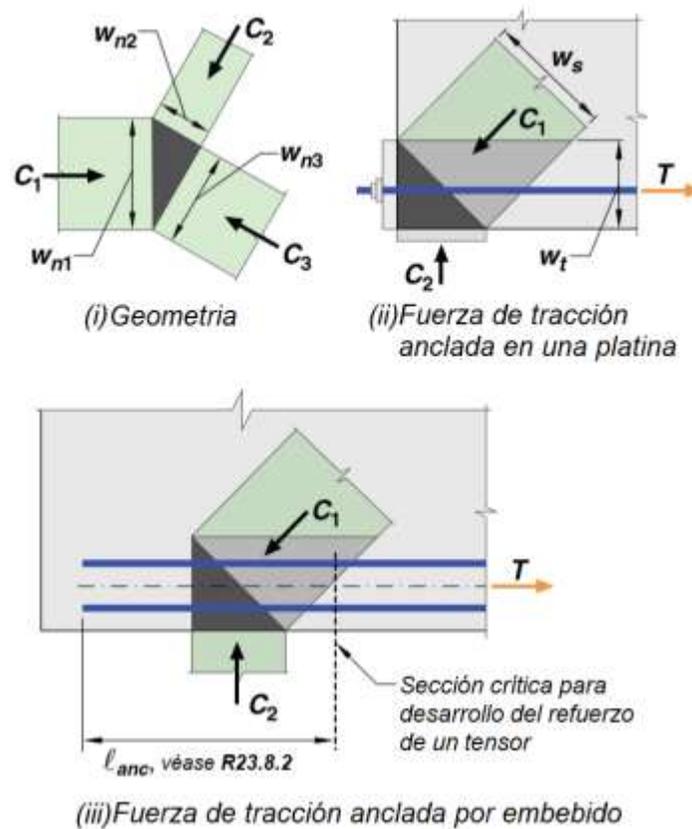
**Figura 38:** Zona nodal hidrostática y no hidrostática. Tomado de: (Gutierrez, Sevilla, & Moreno, 2019, pág. 29)

Acorde con (ACI, 2019, pág. 439) se establece que:

Una zona nodal hidrostática, por definición, muestra esfuerzos iguales en las caras cargadas y estas caras son perpendiculares al eje de los puntales y tensores que actúan en el nodo. Este tipo de nodos se considera una zona nodal hidrostática, porque los esfuerzos en el plano son iguales en todas direcciones.

Beyer (2007) indica que se extendieron las zonas nodales hidrostáticas a nodos C-C-T o C-T-T asumiendo que los tensores se prolongan a través de las zonas nodales para ser anclados en su extremo mediante ganchos o adherencia del refuerzo (desarrollo de barras rectas) más allá de la zona nodal. Este concepto se representa usando una placa de anclaje hipotético detrás de la conexión. Ver figura 39 (ii, iii), pág. 55

Algo importante que debe considerarse, específicamente en una zona nodal CCC, es la proporción entre sus anchos y las fuerzas que inciden en cada uno de ellos. Es decir, al observar la Figura 39 (i), podemos plantear que los anchos  $w_{n1}:w_{n2}:w_{n3}$  son proporcionales, de la misma forma en que lo son las fuerzas de compresión  $C_1:C_2:C_3$ .



**Figura 39:** Zonas nodales hidrostáticas. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 440)

### 2.2.8.2. Zonas nodales extendidas

Una zona nodal extendida de acuerdo a ACI, 2019 (pág. 440), "es la porción de un miembro delimitado por la intersección del ancho efectivo del puntal  $W_s$  y el ancho efectivo del tensor  $W_t$ ".

La figura 39 ilustra que el área sombreada más oscura es la zona nodal hidrostática y la zona sombreada en gris-claro es la zona nodal extendida. La zona nodal extendida cae dentro del área esforzada en compresión debido a las reacciones y puntales. Las tensiones de compresión ayudan en el traslado de fuerzas de puntal a puntal, o de puntal al tensor. En general, el Capítulo 23 del ACI 318-19 usa las zonas nodales extendidas en lugar de las zonas nodales hidrostáticas.

### 2.2.8.3. Resistencia de las zonas nodales

De acuerdo al ACI (2019), la resistencia a la compresión nominal de una zona nodal,  $F_{nn}$ , se calculará mediante:

$$F_{nn} = f_{ce}A_{nz} \quad (38)$$

ACI (23.9.1)

Donde:

$F_{nn}$  = Resistencia nominal de la zona nodal

$f_{ce}$  = Resistencia efectiva de compresión.

$A_{nz}$  = El área de cada cara de una zona nodal.

Según el ACI 318-19 el valor de  $A_{nz}$ , se tomará como la más pequeña de (a) y (b):

(a) Área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de Fus.

(b) Área de una sección a través de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante sobre la sección.

La resistencia a la compresión efectiva del concreto en la cara de una zona nodal  $f_{ce}$ , se calculará mediante:

$$f_{ce} = \varphi 0.85 \beta_c \beta_n f_c' \quad (39)$$

ACI (23.9.2)

Tabla 3:

*Coefficientes de zona nodal  $\beta_n$ . Tomada de: (ACI, 2019, pág. 449)*

Configuración de zona nodal	$\beta_n$
Zona nodal limitada por puntales, áreas de apoyo, o ambas (CCC)	1.0
Zonas nodales que anclan tensores (CCT)	0.80
Zonas nodales que anclan dos o más tensores (CTT o TTT)	0.60

### 2.2.9. Detallado final

#### 2.2.9.1. Refuerzo de los puntales

En las regiones D diseñadas utilizando el método puntal-tensor, se debe proporcionar refuerzo distribuido mínimo a través de los ejes de los puntales interiores de acuerdo con la Tabla 4.

Tabla 4:

Refuerzo distribuido mínimo. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 445)

<b>Restricción lateral del puntal</b>	<b>Configuración del refuerzo</b>	<b>Relación mínima del refuerzo distribuido</b>	
	Rejilla ortogonal	0.0025 en cada dirección	(a)
<b>No restringida</b>	Refuerzo en una dirección que cruza el puntal en ángulo $\alpha_1$	$\frac{0.0025}{\sin^1 \alpha_1}$	(b)
<b>Restringida</b>	Refuerzo distribuido no requerido		(c)

El refuerzo distribuido requerido deberá satisfacer (a) y (b):

(a) El espacio no debe exceder las 12 pulgadas.

(b) El ángulo  $\alpha_1$  no debe ser inferior a 40 grados.

Los puntales se consideran restringidos lateralmente si están restringidos perpendicularmente al plano del modelo de tirantes y amarres de acuerdo con (a), (b) o (c):

(a) La región de discontinuidad es continua perpendicular al plano del modelo de puntal y tensor.

(b) El concreto que restringe el puntal se extiende más allá de cada cara lateral del puntal una distancia no menor a la mitad del ancho del puntal.

(c) El puntal está en una articulación que está sujeta de acuerdo con las secciones 15.2.5 o 15.2.6 del ACI 318-19.

Luego de realizarse la verificación por resistencia de los puntales en el caso de los puntales prismáticos paralelos al eje del elemento, en otras palabras, aquellos que corresponden a las fibras comprimidas, en ACI, 2019 (pág. 446), se afirma que “el refuerzo a compresión debe colocarse dentro del puntal paralelo al eje de este, anclarse adecuadamente y estar rodeado por estribos”.

De igual manera el confinamiento del acero de los puntales debe ser adecuado, es decir, los estribos cerrados que encierran el refuerzo de compresión en los puntales deben cumplir con la sección 25.7.2 del ACI, 2019 (pág. 446).

Después de garantizar el cumplimiento de las características de los estribos de confinamiento debe revisarse la separación de los estribos cerrados, s, a lo largo del puntal no debe exceder el menor de (a) a (c):

(a) La dimensión más pequeña de la sección transversal del puntal.

(b) 48db de barra o alambre utilizado para refuerzo de amarre cerrado.

(c) 16db de refuerzo de compresión.

El estribo cerrado debe ubicarse a no más de 0.5s de la cara de la zona nodal en cada extremo de un puntal.

Para garantizar una mayor fijación entre el acero longitudinal y transversal en la sección de un puntal, en ACI, 2019 (pág. 446), se plantea que:

Los estribos cerrados deben estar dispuestas de manera que cada esquina y barra longitudinal alternativa tenga soporte lateral provisto por cruces o la esquina de una atadura con un ángulo incluido de no más de 135 grados y ninguna barra longitudinal debe estar más allá de 6 pulg. transparente a cada lado a lo largo del estribo desde una barra lateralmente apoyada.

En el detallado de los puntales se permiten dos opciones de confinamiento. Para la sección 23.11.3.2 (ACI 318-19), cada puntal contiene refuerzo longitudinal y transversal como se requiere para columnas de marcos de momentos especiales. Para la sección 23.11.3.3 (ACI 318-19), toda la sección transversal de la región o miembro que contiene los puntales se limita en lugar de los puntales individuales.

Los puntales deben reforzarse con un mínimo de cuatro barras longitudinales con una barra en cada esquina del refuerzo transversal. Según el ACI 318-19 el refuerzo transversal debe colocarse perpendicular a la dirección del puntal y satisfacer (a) a (d):

- (a) Detallado de acuerdo con la sección 18.7.5.2 (a) a (e).
- (b)  $A_{sh}/S_{bc}$  determinado de acuerdo con la Tabla 5.
- (c) Espaciado que satisface la sección 18.7.5.3 (d) y que no excede los valores especificado en la Tabla 6.
- (d) Continúan a través de la zona nodal.

Tabla 5:

Refuerzo transversal para puntales. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 453)

Refuerzo transversal		Expresiones aplicables	
$A_{sh}/S_{bc}$	Mayor de	$0.3 \left( \frac{A_{cs}}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)

$A_{ch}$  se mide a los bordes exteriores del refuerzo transversal para el puntal.

Se permitirá configurar aros utilizando dos piezas de refuerzo como se especifica en la sección 18.6.4.3 del ACI 318-19.

Tabla 6:

Limitación del espacio de refuerzo transversal. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 453)

<b>Refuerzo</b>	<b>Espacio de barra transversal máximo</b>	
<b>Grado 60</b>	Menor de	$6d_b$ 6 in
<b>Grado 80</b>	Menor de	$5d_b$ 6 in
<b>Grado 100</b>	Menor de	$4d_b$ 6 in

Conforme con el código ACI 318-19, para la distribución de refuerzo cuando  $f'_c \leq 40$  MPa (400 kg/cm<sup>2</sup>), el acero transversal se calculará de acuerdo a la expresión. Ver Figura. 40, pág. 61

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad (40)$$

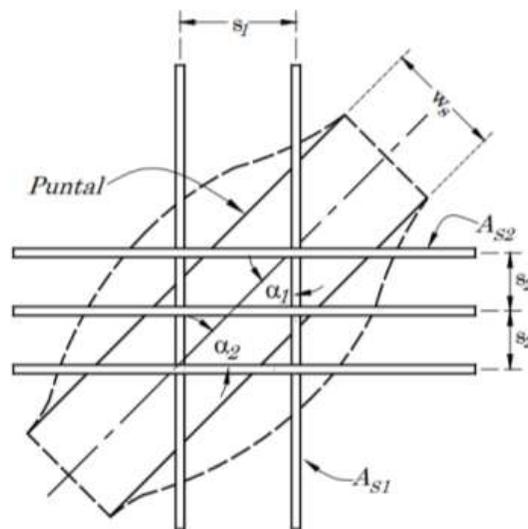
Donde:

$A_{si}$  = Área total del refuerzo distribuido.

$b_s$  = Ancho del puntal

$s_i$  = Espaciamiento horizontal o vertical

$\alpha_i$  = Ángulo de las barras con respecto al eje del puntal



**Figura 40:** Refuerzo que atraviesa un puntal. Tomado de: (Gutierrez, Sevilla, & Moreno, 2019, pág. 36)

El refuerzo sobre los puntales debe colocarse en direcciones ortogonales con ángulos  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  con respecto al eje del puntal. Si el refuerzo se coloca en una sola dirección, el ángulo con respecto al eje del puntal, debe ser menor que 40 grados (ACI, 2019).

#### 2.2.9.2. Refuerzo de los tensores

Según en ACI, 2019 (pág. 447), a diferencia de los puntales en cualquier modelo puntal tensor el eje del refuerzo en un tensor debe coincidir con el eje del tensor supuesto.

Cada tensor debe tener un ancho efectivo  $w_t$  para la distribución del refuerzo, este podría estimarse de las siguientes maneras:

- Si el refuerzo sólo cuenta con una capa de varillas, el ancho  $w_t$  se estimará como el doble del recubrimiento más el diámetro de la varilla.
- El ancho  $w_t$ , de manera conservadora, podría estimarse como el ancho correspondiente a una zona nodal  $W_{t,máx}$ , calculada como:

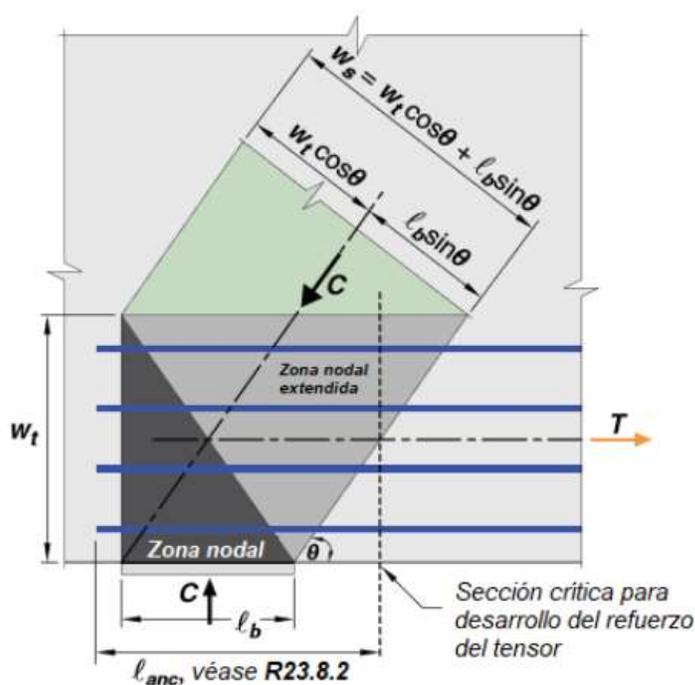
$$w_{t,m\acute{a}x} = f_{nt}/(f_{ce}b_s) \quad (41)$$

$w_{t,m\acute{a}x}$  = Ancho máximo efectivo del tensor.

$f_{nt}$  = Fuerza actuante en el tensor.

$b_s$  = Ancho del puntal.

Si el ancho estimado excede las condiciones anteriores, el refuerzo se deberá distribuir de manera equidistante sobre el ancho calculado como se muestra en la siguiente figura:

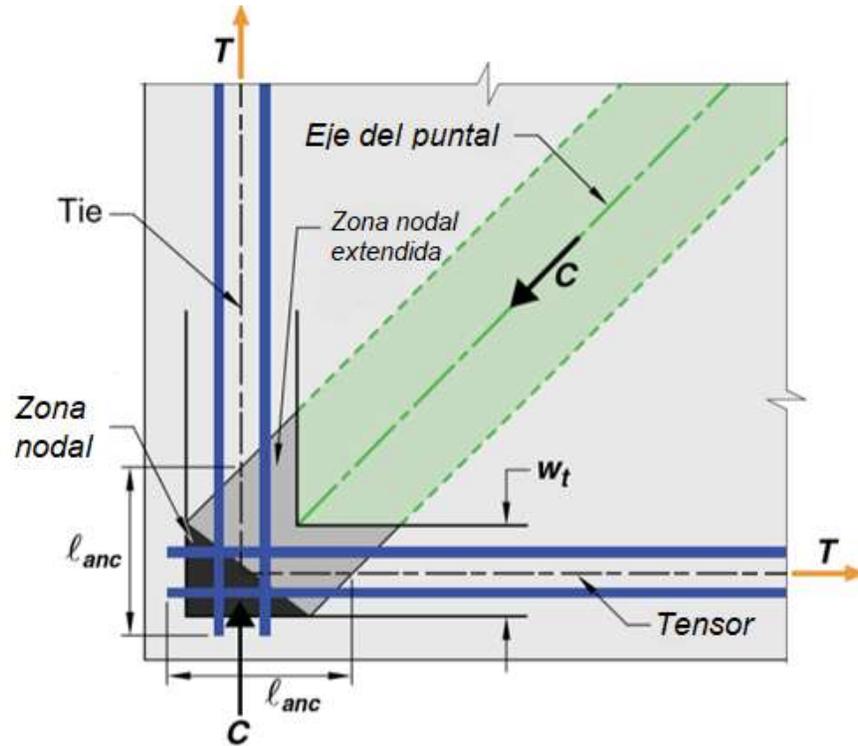


**Figura 41:** Distribución de acero de tensor en zonas nodales. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 441)

### 2.2.9.3. Anclaje de los tensores

Según en ACI, 2019 (pág. 447), “El refuerzo del tensor debe anclarse mediante dispositivos mecánicos, anclajes de postensado, ganchos estándar o mediante el desarrollo de barras rectas de acuerdo con la sección 23.8.3, excepto para tensores que se extiendan desde nodos de barra curva diseanados acordes con la sección 23.10.”

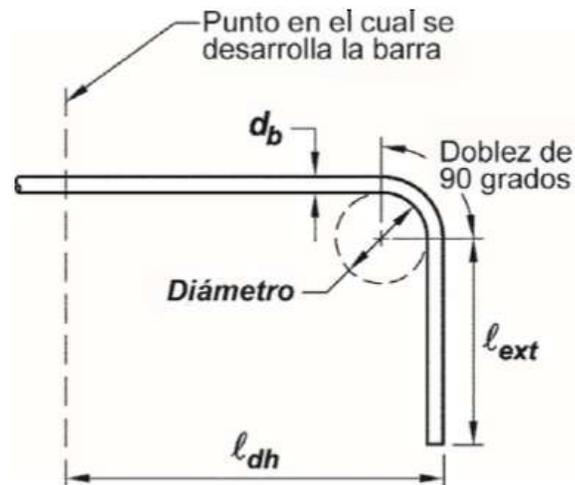
En varios casos, como se muestra en la Figura 42 el anclaje puede obtenerse mediante el segmento de la varilla que atraviesa la zona nodal, es decir, del punto donde el eje de los tensores intercepta el límite de la zona nodal extendida hasta el final de la varilla que sale de la zona nodal, a esta distancia se le denomina longitud de anclaje  $l_{anc}$ .



**Figura 42:** Longitud de anclaje en tensores. Tomado de: (ACI, 2019, pág. 448)

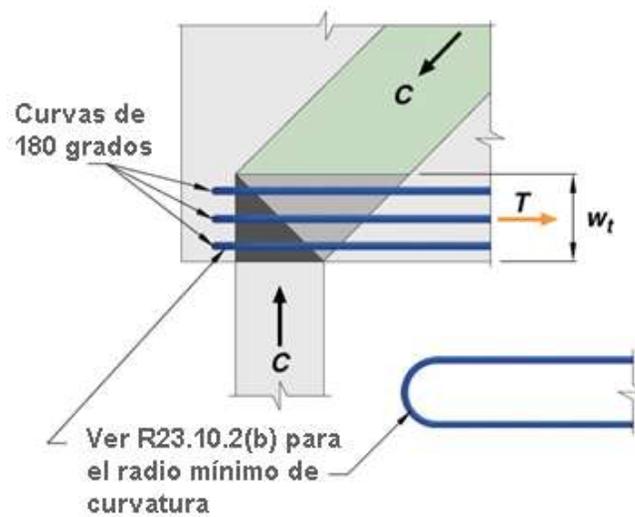
## Tipos de anclaje

- Anclaje a 90 grados.



**Figura 43:** Ejemplo de un anclaje a 90 grados. Tomado de: (ACI, 2019, p. 469)

- Anclaje a 180 grados.



**Figura 44:** Ejemplo de un anclaje de 180 grados en un nodo CCT. Tomado de: (ACI, 2019, p. 450)

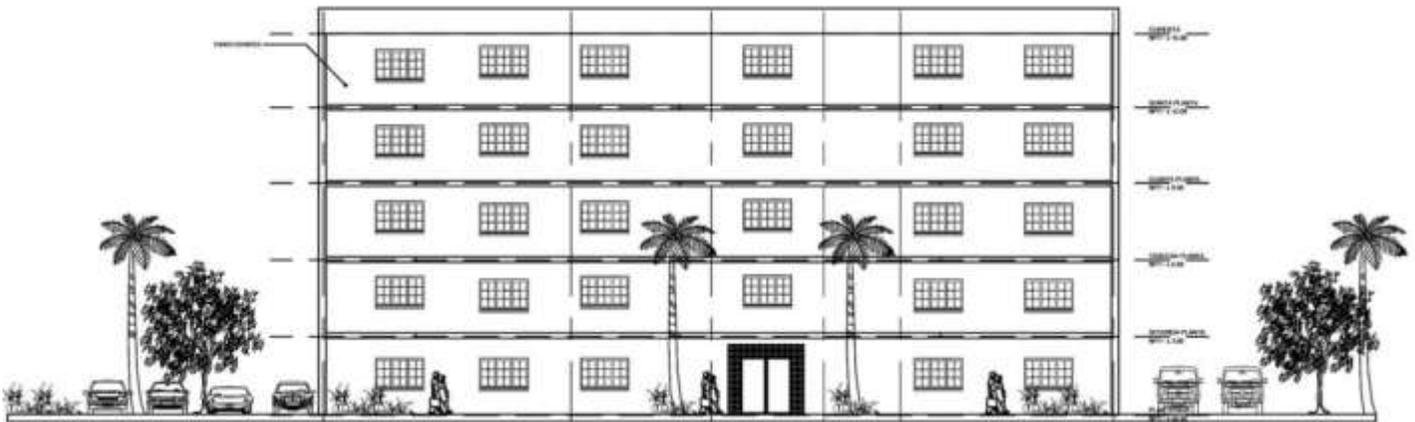
## *CAPÍTULO III*

### *ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA Y DISEÑO DEL MURO MEDIANTE AMBOS MÉTODOS*

### 3.1. Análisis estático y dinámico de la estructura en estudio

#### 3.1.1. Descripción de la Estructura.

Es un Edificio Universitario de 5 niveles, cuenta con un área de  $740.345 \text{ m}^2$ , cada nivel es de diferente ocupación, el primer y segundo nivel son de oficinas, tercer nivel aulas, cuarto nivel son aulas y laboratorios y el quinto sala de libros y Biblioteca. Cuenta con columnas de  $30\text{cm} \times 60\text{cm}$ , vigas principales de  $30 \text{ cm} \times 45 \text{ cm}$ , cuenta con una losa tipo waffle con vigas secundarias de  $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$  y una losa de  $7\text{cm}$  de espesor, los muros de corte son de  $30 \text{ cm}$  de espesor y una altura de  $15 \text{ metros}$ .



**Figura 45:** Edificio Universitario de 5 niveles.

El edificio pertenece al Grupo A debido a que es una estructura que funcionara como universidad, esto según la clasificación de los tipos de estructuras definido en el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-2007).

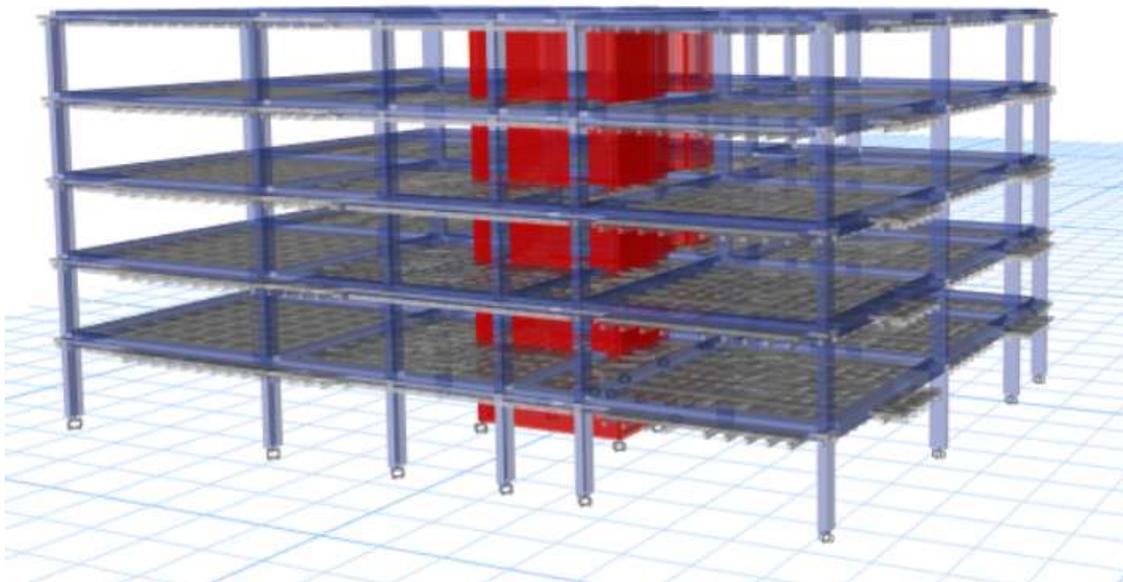
#### 3.1.2. Verificar las condiciones de regularidad de la estructura.

En cuanto a la configuración de elevación no tiene diferencia de áreas en niveles. También no cuenta con cambios de rigidez ya que la altura y las dimensiones de la columna e igual la continuación en capacidades es la misma para todos los niveles.

Con respecto a los aspectos de esbeltez se cumple con la formula  $\frac{H}{A} < 2.5$  donde H= 15 m y A= 31.30m, ósea la estructura se considera regular, con esto se pueden evitar problemas de volcamiento, inestabilidad geométrica y problemas de elevadas transmisiones de cargas a la cimentación.

Los elementos principales tienen continuidad y el edificio no cuenta con efecto de columna corta, ya que los muros están confinados donde existen ventanas.

### 3.1.3. Estructura modelada en el programa Etabs



**Figura 46:** Estructura modelada en Etabs.

### 3.1.4. Pesos de la Estructura

Los pesos de cada entrepiso fueron definidos tomando en cuenta todos los elementos que estarían en concurrencia, como vigas, columnas, losa, estructura de cielo raso, servicios sanitarios, paredes y particiones de Durock, accesorios de iluminación, lámparas, etc. Dichos pesos se obtuvieron del Anexo A del RNC-07 página 113. El procedimiento de cálculo para obtener el peso de cada entrepiso fue la sumatoria de cada elemento presente en el mismo de manera que se obtuvo lo siguiente:

Tabla 7:

Pesos muertos del primer piso

<b>Peso Primer Piso</b>	<b>Kg/m2</b>
Peso estructura concreto	3261.63977
Peso Durock	23
Cielo raso	8
Cerámica	30
Accesorios	5
Sumatoria	3327.63977

Tabla 8:

Pesos muertos del segundo nivel

<b>Peso Segundo Piso</b>	<b>Kg/m2</b>
Peso estructura concreto	2609.17882
Peso Durock	23
Cielo raso	8
Cerámica	30
Accesorios	5
Sumatoria	2675.17882

Tabla 9:

Pesos muertos tercer piso

<b>Peso Tercer Piso</b>	<b>Kg/m2</b>
Peso estructura concreto	1957.67764
Peso Durock	23
Cielo raso	8
Cerámica	30
Accesorios	5
Sumatoria	2023.67764

Tabla 10:

Pesos muertos cuarto piso

<b>Peso Cuarto Piso</b>	<b>Kg/m2</b>
Peso estructura concreto	1305.69658
Peso Durock	23
Cielo raso	8
Cerámica	30
Accesorios	5
<b>Sumatoria</b>	<b>1371.69658</b>

Tabla 11:

Pesos muertos quinto piso

<b>Peso Quinto Piso</b>	<b>Kg/m2</b>
Peso estructura concreto	653.715527
Peso Durock	23
Cielo raso	8
Cerámica	0
Accesorios	5
<b>Sumatoria</b>	<b>689.715527</b>

Tabla 12:

Cargas vivas por nivel. Tomado de: (RNC-07, 2007, pág. 09)

<b>Cargas vivas</b>	<b>Ocupación</b>	<b>kg/m2</b>
Primer piso	Oficinas	250
Segundo piso	Aulas	250
Tercer piso	Aulas	250
	Biblioteca	
	salones de	
Cuarto piso	libros	600
	Losa con	
	pendiente no	
Quinto piso	mayor de 5%	100

### 3.1.5. Rigidez en Marcos de Concreto

Una forma de determinar la rigidez en marcos de concreto es utilizando la fórmula de Wilbur, considerando que los marcos están empotrados.

Rigidez de primer entrepiso para columnas empotradas:

$$R_i = \frac{48E}{h_i \left[ \frac{4h_i}{\Sigma K_{cj}} + \frac{h_i + h_j}{\Sigma K_{vi} + \Sigma \frac{K_{ci}}{12}} \right]} \quad (42)$$

Rigidez para segundos entrepisos:

$$R_i = \frac{48E}{h_i \left[ \frac{4h_i}{\Sigma K_{cj}} + \frac{h_i + h_j}{\Sigma K_{vi} + \Sigma \frac{K_{ci}}{12}} + \frac{h_j + h_k}{\Sigma K_{vj}} \right]} \quad (43)$$

Rigidez para entrepisos intermedios:

$$R_i = \frac{48E}{h_i \left[ \frac{4h_i}{\Sigma K_{ci}} + \frac{h_i + h_j}{\Sigma K_{vi}} + \frac{h_j + h_k}{\Sigma K_{vj}} \right]} \quad (44)$$

### 3.1.6. Rigidez de Muros sólidos de concretos

Para determinar la rigidez en los muros de cortes, utilizamos la fórmula:

$$K = \frac{E_c t}{5.714 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 2.85 \left(\frac{h}{l}\right)} \quad (45)$$

Tabla 13:

Rigideces de muros y marcos

Dirección X	Rigidez de muros X (ton/cm)	Rigidez de los marcos (Ton/cm)	Ks (T)
PISO 5	7030.526656	159.4454452	7189.972102
PISO 4	7030.526656	190.6656714	7221.192328
PISO 3	7030.526656	190.6656714	7221.192328
PISO 2	7030.526656	190.6654759	7221.192132
PISO 1	7030.526656	313.3933704	7343.920027

Dirección Y	Rigidez de muros Y (ton/cm)	Rigidez de los marcos (Ton/cm)	ks (T)
PISO 5	4388.011022	143.5346703	4531.545692
PISO 4	4388.011022	162.7547912	4550.765813
PISO 3	4388.011022	171.6091121	4559.620134
PISO 2	4388.011022	171.6089701	4559.619992
PISO 1	4388.011022	281.8744875	4669.885509

Para mayorar las cargas utilizamos la combinación que aparece en ASCE-SEI 7-16, pág. 548, que es la Carga Muerta total más el 25% de la Carga Viva, llegando a los siguientes resultados:

Tabla 14:

Pesos sísmicos por nivel

Cargas Mayoradas	CM+25%CV (Ton)
Primer piso	2409.25842
Segundo piso	1945.57635
Tercer piso	1482.57635
Cuarto piso	1081.41863
Quinto piso	507.92431

### 3.1.7. Análisis estático equivalente

#### 3.1.7.1. Factor por Reducción por Ductilidad

Según las clasificaciones presentadas en el artículo 21 del RNC-07, utilizaremos un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 4 en ambas direcciones; debido a que la resistencia a las fuerzas laterales del edificio, están suministradas por losas waffle con marcos de concreto reforzado, así como por muros de concreto de corte, pero principalmente, porque el edificio fue diseñado sísmicamente utilizando el capítulo 21 del código del ACI 318-19.

Para determinar el factor por reducción por ductilidad (Q') se utiliza la siguiente expresión:

Si se desconoce  $T$ , o si  $T > T_a$

$$Q' = \left\{ 1 + \frac{T^Q}{T_a} (Q - 1) \right\} \quad T \leq T_a \quad (46)$$

Como el período fundamental de vibración de la estructura es desconocido, entonces estableceremos que Q' será igual a Q, es decir a 4.

#### 3.1.7.2. Cálculo del Coeficiente Sísmico.

El RNC-07 en el Art.24 presenta la fórmula para calcular en coeficiente sísmico:

$$c = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} > S * a_0 \quad (47)$$

El edificio está situado en la zona sísmica "C", por lo que el suelo tendrá una aceleración ( $a_0$ ) de 0.30, según la figura 2 Zonificación Sísmica de Nicaragua (ver página 21 del RNC-07). El factor de reducción por sobrerresistencia ( $\Omega$ ) será de 2. El factor de amplificación según el tipo de suelo es de 1.5.

$$c = \frac{(1.5)(2.7 * 0.3)}{4 * 2} = 0.152$$

$$S * a_0 = 1.5 * 0.3 = 0.450$$

Como observamos, la relación  $S * a_0$  es mayor que el coeficiente calculado. Por tanto, se utilizará como coeficiente sísmico el valor de 0.450

### 3.1.7.3. Cálculo del Cortante Basal

Este cálculo lo realizaremos mediante la siguiente expresión matemática mostrada en el Art. 24 del RNC-07:

$$V_o = c * W_o \quad (48)$$

Donde:

$$W_o = CM + CV$$

$V_o$  = Cortante basal

CM= Carga muerta

CVR= Carga viva incidental o reducida

$$V_o = 0.450 * 7,426.7541 \text{ Ton}$$

$$V_o = 3,342.0393 \text{ Ton}$$

### 3.1.7.4. Cálculo de las Fuerzas Sísmicas

Para la determinación de las fuerzas laterales se utilizará la siguiente expresión matemática descrita en el Art. 32 del RNC-07:

$$F_{s_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (49)$$

En el caso de las fuerzas cortantes presentes en cada nivel, simplemente será la sumatoria de las fuerzas laterales desde el nivel superior hasta el nivel inferior. En la siguiente se muestra el resumen del cálculo de fuerzas sísmicas:

**Tabla 15:**

Fuerzas sísmicas estáticas del edificio

Nivel	Altura (m)	Peso (Ton)	Wi hi (Ton-m)	Dirección X		Dirección Y	
				Fsi (Ton)	Vi (Ton)	Fsi (Ton)	Vi (Ton)
5	3	518.585	1555.755	233.36325	233.36325	233.36325	233.36325
4	3	1259.086	3777.258	566.5887	799.95195	566.5887	799.95195
3	3	1580.293	4740.879	711.13185	1511.0838	711.13185	1511.0838
2	3	2043.293	6129.879	919.48185	2430.56565	919.48185	2430.56565
1	3	2435.909	7307.727	1096.15905	3526.7247	1096.15905	3526.7247
		7837.166	23511.498				

### 3.1.8. Análisis dinámico

Se ingresan los valores de pesos sísmicos de cada nivel respectivamente en el programa Matlab que están estipulados en la tabla 15 del documento, obteniendo la siguiente matriz. Ver figura 47, pág. 74

### 3.1.8.1. Matriz de masa

```
Command Window
>> prueba
Matriz de masas
Ingrese la masa del primer nivel(Ton): 2409.258422
Ingrese la masa del segundo nivel(Ton): 1945.576352
Ingrese la masa del tercer nivel(Ton): 1482.576352
Ingrese la masa del cuarto nivel(Ton): 1081.418632
Ingrese la masa del quinto nivel(Ton): 507.9243104
fx Ingrese valor de la gravedad (cm/s2): 981
```

Matriz de masa

M =

2.4559	0	0	0	0
0	1.9833	0	0	0
0	0	1.5113	0	0
0	0	0	1.1024	0
0	0	0	0	0.5178

**Figura 47:** Matriz de masa

### 3.1.8.2. Matriz de Rigidez

Posteriormente se procede a ingresar la rigidez obtenida mediante el método de Wilbur de cada nivel que se encuentran en la tabla 13, se introducen al script de Matlab y se ensambla la matriz como se muestra a continuación:

```
Command Window

Matriz de Rigidez
Ingrese la rigidez del primer nivel(Ton/cm): 7343.920027
Ingrese la rigidez del segundo nivel(Ton/cm): 7221.192132
Ingrese la rigidez del tercer nivel(Ton/cm): 7221.192328
Ingrese la rigidez del cuarto nivel(Ton/cm): 7221.192328
Ingrese la rigidez del quinto nivel(Ton/cm): 7189.972102

K =

1.0e+04 *

1.4565 -0.7221 0 0 0
-0.7221 1.4442 -0.7221 0 0
0 -0.7221 1.4442 -0.7221 0
0 0 -0.7221 1.4411 -0.7190
0 0 0 -0.7190 0.7190
```

Figura 48: Matriz de rigidez y K.

### 3.1.8.3. Frecuencias cuadradas

```
Frecuencias cuadradas

Wn2 =

1.0e+04 *

0.0515 0.3487 0.8130 1.3417 2.4180

fx
```

Figura 49: Frecuencias cuadradas.

Una vez ejecutado el programa se obtienen las frecuencias y periodos como se muestra en la siguiente figura 50, pág. 76

```

Command Window

Frecuencias

Wn =

    22.6833    59.0529    90.1655   115.8302   155.5006

Periodos

Tn =

    0.2770    0.1064    0.0697    0.0542    0.0404

```

**Figura 50:** Frecuencias y periodos.

De igual manera se obtienen los Eigenvalores para cada modo de vibración a partir de la siguiente ecuación  $[K] - \omega^2[M] * Z = 0$ , resuelta mediante Matlab teniendo como resultado los siguientes modos de vibración.

```

Command Window

Modo 1      Modo 2      Modo 3      Modo 4      Modo 5

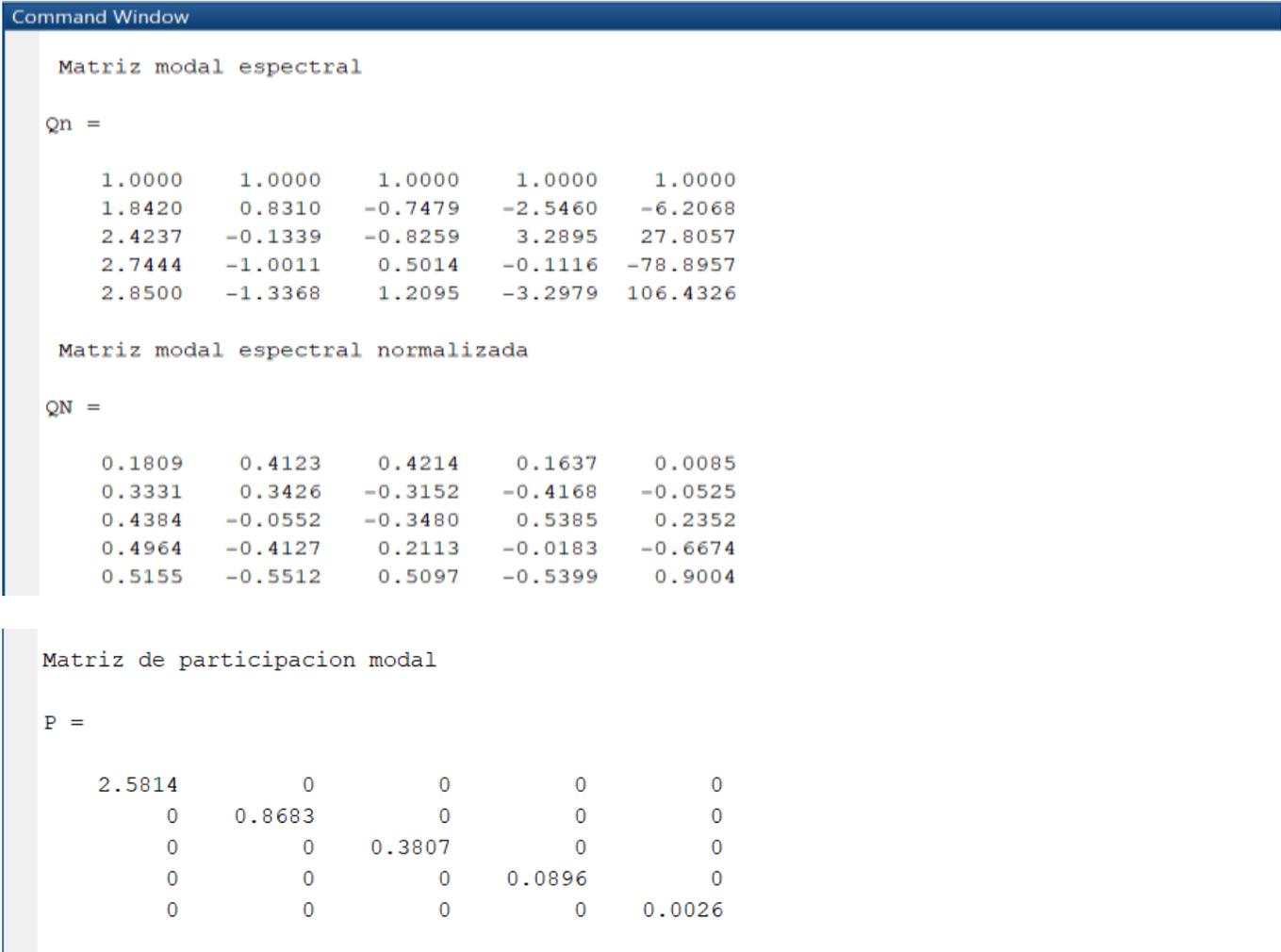
Qm1 =      QQm1 =      QQQm1 =      QQQQm1 =      QQQQQm1 =

    1.0000    1.0000    1.0000    1.0000    1.0000
    1.8420    0.8310   -0.7479   -2.5460   -6.2068
    2.4237   -0.1339   -0.8259    3.2895   27.8057
    2.7444   -1.0011    0.5014   -0.1116  -78.8957
    2.8500   -1.3368    1.2095   -3.2979  106.4326

```

**Figura 51:** Modos de vibración.

Luego obtenemos la matriz modal espectral, la matriz espectral normalizada a través de los factores y la matriz de participación modal como se muestra en la siguiente figura:



**Figura 52:** Matriz modal espectral, Matriz modal espectral normalizada y Matriz de participación modal.

La aceleración espectral, es el valor máximo de la aceleración absoluta producida por un temblor. Para calcularla utilizaremos la ecuación según los periodos definida en el Art. 27 en los Espectros para diseño sísmico inciso (a) del Reglamento nacional de la Construcción RNC-07, 2007. Dicho reglamento nos dice que para estructuras del Grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplicaran por 1.5. Ver aceleración en la figura 53 pág. 78

Command Window

```
Ingresar aceleracion para el primer periodo de vibracion :1.823
Ingresar aceleracion para el segundo periodo de vibracion :1.823
Ingresar aceleracion para el tercer periodo de vibracion :1.475
Ingresar aceleracion para el cuarto periodo de vibracion :1.331
Ingresar aceleracion para el quinto periodo de vibracion :1.139
Matriz de aceleracion
```

A =

```
223.5454      0      0      0      0
      0 223.5454      0      0      0
      0      0 180.8719      0      0
      0      0      0 163.2139      0
      0      0      0      0 139.6699
```

U =

```
0.2028  0.0229  0.0036  0.0002  0.0000
0.3736  0.0191 -0.0027 -0.0005 -0.0000
0.4916 -0.0031 -0.0029  0.0006  0.0000
0.5567 -0.0230  0.0018 -0.0000 -0.0000
0.5781 -0.0307  0.0043 -0.0006  0.0000
```

Figura 53: Aceleraciones

#### 3.1.8.4. Máximos desplazamientos

Los desplazamientos máximos son los que se producen a partir del movimiento lateral y serán medidos desde el origen en la base del edificio hasta el punto en donde se encuentra la proyección de los diferentes entrepisos en el nivel más bajo (Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures, 1997). Los desplazamientos máximos de las masas pueden obtenerse matricialmente mediante:

$$\{U\} = \{\Phi\}\{P\}\{A\}\{\Omega^2\}^{-1} \tag{50}$$

```

Command Window
Maximos desplazamientos

Umax =

    0.2042
    0.3741
    0.4916
    0.5572
    0.5789

Fs =

    256.3192    196.5466    71.2640     5.8807     0.0075
    381.2734    131.8935   -43.0434   -12.0908   -0.0374
    382.2918   -16.1960   -36.2173    11.9040    0.1276
    315.7486   -88.3163    16.0382    -0.2946   -0.2640
    154.0082   -55.3905    18.1708    -4.0887    0.1673

```

**Figura 54:** Máximos desplazamientos

### 3.1.8.5. Máximas fuerzas sísmicas

Las fuerzas laterales máximas actuantes en cada entrepiso, serán determinadas mediante la fórmula de la raíz cuadrada de la sumatoria del cuadrado de las fuerzas que actúan en el nivel “i”. Las fuerzas laterales inducidas por el sismo se pueden obtener partiendo de la segunda Ley de Newton en forma matricial:

$$\{F_s\} = \{K\}\{U\} \tag{51}$$

```

Fsmax =

    330.8221
    405.9116
    384.5292
    328.2596
    164.7227

```

**Figura 55:** Máximas fuerzas sísmicas

Se tuvo que escalar ya que se hizo la revisión de los cortantes basales como se especifica en el Art. 33 inciso a) del (Reglamento nacional de la Construcción RNC-07, 2007) que nos dice que el cortante basal dinámico, sea no menor que el 80% del cortante basal estático por ende se escalieron las fuerzas de diseño dando como resultado los siguientes datos:

Maximas fuerzas sismicas	
Fsmax =	
	547.9307
	672.2992
	636.8842
	543.6865
	272.8253

**Figura 56:** Escala de las fuerzas de diseño

### 3.1.8.6. Distribución de fuerzas en piso 1

El centro de rigidez se logró precisar en los siguientes puntos, obtenidos de las fórmulas matemáticas descritas abajo:

$$X_T = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}} \quad (52)$$

$$Y_T = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}} \quad (53)$$

$$X_T = 17.48895$$

$$Y_T = 9.59066$$

En el capítulo 32 inciso d) del RNC-07, nos muestra las ecuaciones correspondientes a la torsión. Mismas que están descritas en el procedimiento que a continuación se presentan:

- Excentricidad calculada con respecto a la dirección Este – Oeste (X).

$$e_c = X - X_T \quad (54)$$

$$e_c = 16.45112 - 17.48895 = -1.0378 \text{ m}$$

- Excentricidad de diseño con respecto a la dirección Este – Oeste (X).

$$e = 1.5e_c + 0.1b \quad (55)$$

$$e = 1.5(-1.0378) + 0.1(20.85)$$

$$e = 0.5283m$$

$$e = e_c - 0.1b$$

$$e = (-1.0378) - 0.1(20.85)$$

$$e = -3.122m$$

Para encontrar el valor del momento de torsión en la misma dirección se tomará el máximo valor numérico la excentricidad de diseño igual -3.122 m.

- Excentricidad calculada con respecto a la dirección Norte – Sur (Y).

$$e_c = Y - Y_T$$

$$e_c = 11.08261 - 9.59066 = 1.4920 \text{ m}$$

- Excentricidad de diseño con respecto a la dirección Norte – Sur (Y).

$$e = 1.5e_c + 0.1b$$

$$e = 1.5(1.4920) + 0.1(31.30) = 5.3680m$$

$$e = e_c - 0.1b$$

$$e = (1.4920) - 0.1(31.30) = -1.6380m$$

Para encontrar el valor del momento de torsión en la misma dirección se tomará la excentricidad de diseño igual -5.3680 m.

El proceso de distribución de fuerzas se repite para los demás pisos, así como el análisis dinámico modal en dirección Y solo se deben sustituir valores en la dirección antes referida.

### 3.1.9. Cálculo de las Fuerzas Cortantes por Torsión de cada nivel.

En las siguientes páginas se muestran las tablas de resultados de fuerzas cortantes por torsión en ambas direcciones para cada nivel, nos basamos en el procedimiento que se encuentra en la tesis Efectos de interacción dinámica suelo-estructura en un edificio en la ciudad de Managua, 2018, pág. 77.

**Tabla 16:** Calculo de la fuerza cortante por torsión. Primer piso

EJE	Rix (Ton/m)	yi (m)	Rixyi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	yiT (m)	RixyiT (Ton)	RixyiT <sup>2</sup> (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsion (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final
								X	Y	X	Y	X	Y	
A	11268521.16	20.85	234948666.2	174.3818904	6.8901578	77641888.97	534964866.9	2941.2	-1715.8	529.0836461	-308.650116	703.465537	-134.2682252	703.4655365
B	11268521.16	17.25	194381990	174.3818904	3.2901578	37075212.79	121983300.6	2941.2	-1715.8	437.7310741	-255.358009	612.112965	-80.9761189	612.1129645
B'	206325.658	14.1	2909191.778	3.192917488	0.1401578	28918.15031	4053.104327	2941.2	-1715.8	6.55124295	-3.82178113	9.74416044	-0.62886364	9.744160438
B''	5802.42747	11.8	68468.64415	0.089793351	-2.159842	-	27067.85026	2941.2	-1715.8	0.15418534	-0.08994669	0.24397869	-0.00015334	0.24397869
C	6346584.385	9.25	58705905.56	98.2142525	-4.709842	-	140783828.8	2941.2	-1715.8	132.2005145	-77.1214616	230.414767	21.09279091	230.414767
C'	191538.257	8.25	1580190.62	2.964080456	-5.709842	29891410.96	6244587.323	2941.2	-1715.8	3.558449718	-2.07588332	6.52253017	0.888197134	6.522530173
C''	299386.323	5.625	1684048.067	4.633043877	-8.334842	2495337.759	20798246.46	2941.2	-1715.8	3.792327515	-2.21231999	8.42537139	2.420723888	8.425371392
D	5820487.469	0	0	90.07283151	-13.95984	-	1134280267	2941.2	-1715.8	0	0	90.0728315	90.07283151	90.07283151
	<u>35407166.84</u>		<u>494278460.9</u>				<u>1302138051</u>							

**Tabla 17:** Fuerzas cortantes por Torsión. Dirección Norte-Sur. Primer piso

EJE	Riy (Ton/m)	xi (m)	RiyXi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	XiT (m)	RiyXiT (Ton)	RiyXiT <sup>2</sup> (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsion (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final
								X	Y	X	Y	X	Y	
1	5043321.093	0	0	134.439844	-16.0072	80729211.36	1292244822	2941.2	-1715.8	0	0	134.439844	134.439844	134.439844
2	5043321.093	9.8	49424546.72	134.439844	-6.2072	31304664.65	194312836.8	2941.2	-1715.8	111.2997141	-64.9286174	245.739558	69.51122662	245.7395581
2'	133553.371	14.425	1926507.377	3.560133101	-1.5822	211301.8399	334311.7976	2941.2	-1715.8	4.338324467	-2.53083677	7.89845757	1.029296327	7.898457568
3	54219.2718	15.2979	829440.9981	1.44532349	-0.7093	38455.17034	27274.43724	2941.2	-1715.8	1.867827873	-1.08962976	3.31315136	0.355693725	3.313151363
3'	63255.8171	17.625	1114883.776	1.686210738	1.6178	102338.2466	165567.6457	2941.2	-1715.8	2.5106198	-1.46461358	4.19683054	0.221597161	4.196830538
4	54219.2718	19.749	1070776.399	1.44532349	3.7418	202880.2304	759146.8219	2941.2	-1715.8	2.411293881	-1.40667008	3.85661737	0.038653409	3.856617371
4'	133553.371	20.475	2734505.271	3.560133101	4.4678	596696.0547	2665946.797	2941.2	-1715.8	6.157864365	-3.59229691	9.71799747	-0.03216381	9.717997466
5	5043321.093	22.7993	114984190.6	134.439844	6.7921	34254979.24	232664861.4	2941.2	-1715.8	258.9342421	-151.053778	393.374086	-16.61393421	393.3740861
6	5043321.093	31.3	157855950.2	134.439844	15.2928	77126738.86	1179487432	2941.2	-1715.8	355.4776584	-207.374054	489.917502	-72.93420951	489.9175024
	<u>20612085.48</u>		<u>329940801.4</u>				<u>3952247.50</u>							

**Tabla 18:** Calculo de la cortante por Torsión en la dirección Este-Oeste. Segundo piso

EJE	Rix (Ton/m)	yi (m)	Rixyi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	yiT (m)	RixyiT (Ton)	RixyiT² (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsion (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final
								X	Y	X	Y	X	Y	
A	6368726.232	20.85	132787941.9	211.3703418	7.35268355	46827228.62	344305793.7	3881	-2145.2	1536.25509	-849.155997	1747.6254	-637.7857	1747.625435
B	6368726.232	17.25	109860527.5	211.3703418	3.75268355	23899814.18	89688439.6	3881	-2145.2	1271.00242	-702.539134	1482.3728	-491.1688	1482.372757
B'	206325.658	14.1	2909191.778	6.847699722	0.60268355	124349.0806	74943.14571	3881	-2145.2	33.6571274	-18.6037799	40.504827	-11.75608	40.50482717
B''	5802.42747	11.8	68468.64415	0.192575569	-1.6973164	-	16716.11536	3881	-2145.2	0.79212993	-0.43784518	0.9847055	-0.24527	0.9847055
C	2651054.141	9.25	24522250.8	87.98528926	-4.2473164	-	47824213.43	3881	-2145.2	283.703717	-156.815566	371.68901	-68.83028	371.6890061
C'	191538.257	8.25	1580190.62	6.356923719	-5.2473164	-	5273877.556	3881	-2145.2	18.2815989	-10.1050466	24.638523	-3.748123	24.63852258
C''	299386.323	5.625	1684048.067	9.936270945	-7.8723164	-	18553978.24	3881	-2145.2	19.4831502	-10.7691971	29.419421	-0.832926	29.41942116
D	4165254.032	0	0	138.2397573	-13.497316	-	758815780	3881	-2145.2	0	0	138.23976	138.23976	138.2397573
<u>20256813.3</u>			<u>273412619.3</u>		<u>71743728.49</u>									

**Tabla 19:** Calculo de la fuerza cortante por Torsión. Segundo piso

EJE	Riy (Ton/m)	xi (m)	RiyXi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	XiT (m)	RiyXiT (Ton)	RiyXiT² (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsion (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final
								X	Y	X	Y	X	Y	
1	3069360.802	0	0	162.1395623	-16.0272	-49193339.03	788432758.8	3881	-2145.2	0	0	162.13956	162.13956	162.1395623
2	3069360.802	9.8	30079735.86	162.1395623	-6.2272	-19113603.17	119024725.2	3881	-2145.2	347.999575	-192.354725	510.13914	-30.21516	510.1391377
2'	133553.371	14.425	1926507.377	7.054981968	-1.6022	-213982.6737	342848.5879	3881	-2145.2	22.2882193	-12.3196826	29.343201	-5.264701	29.34320126
3	54219.2718	15.2979	829440.9981	2.864143241	-0.7293	-39543.52069	28840.1149	3881	-2145.2	9.595999	-5.3041322	12.460142	-2.439989	12.46014224
3'	63255.8171	17.625	1114883.776	3.341500448	1.5978	101068.5045	161484.636	3881	-2145.2	12.898354	-7.12948956	16.239854	-3.787989	16.23985443
4	54219.2718	19.749	1070776.399	2.864143241	3.7218	201791.88	751023.7871	3881	-2145.2	12.3880653	-6.84743048	15.252209	-3.983287	15.25220854
4'	133553.371	20.475	2734505.271	7.054981968	4.4478	594015.2208	2642045.498	3881	-2145.2	31.636138	-17.4866898	38.69112	-10.43171	38.69111992
5	3069360.802	22.7993	69979277.74	162.1395623	6.7721	20785938.71	140763916.6	3881	-2145.2	809.606808	-447.505417	971.74637	-285.3659	971.7463705
6	3069360.802	31.3	96070993.11	162.1395623	15.2728	46877654.08	715951819.8	3881	-2145.2	1111.46803	-614.357439	1273.6076	-452.2179	1273.607594
<u>12716244.31</u>			<u>203806120.5</u>		<u>263714884.5</u>									

**Tabla 20:** Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Este – Oeste. Tercer nivel.

EJE	Rix (Ton/m)	yi (m)	Rixyi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	yiT (m)	RixyiT (Ton)	RixyiT <sup>2</sup> (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsión (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final	
								X	Y	X	Y	X	Y		
A	5773857.805	20.85	120384935.2	199.9725942	7.50086219	43308911.72	324854178.6	3865	-2106.5	1186.8258	-646.84307	1386.798347	-446.870471	1386.798347	
B	5773857.805	17.25	99599047.13	199.9725942	3.90086219	22523023.63	87859211.36	3865	-2106.5	981.9062	-535.15793	1181.878792	-335.185338	1181.878792	
B'	206325.658	14.1	2909191.778	7.145911535	0.75086219	154922.1363	116325.1752	3865	-2106.5	28.68053	-15.631445	35.82644132	-8.48553374	35.82644132	
B''	5802.42747	11.8	68468.64415	0.20096208	-1.5491378	-8988.759758	13924.82757	3865	-2106.5	0.6750043	-0.3678904	0.87596639	-0.16692837	0.87596639	
C	2081109.586	9.25	19250263.67	72.07743884	-4.0991378	-8530754.981	34968740.25	3865	-2106.5	189.78046	-103.43403	261.8579012	-31.3565958	261.8579012	
C'	191538.257	8.25	1580190.62	6.633762633	-5.0991378	-976679.9675	4980225.746	3865	-2106.5	15.578452	-8.4905586	22.21221453	-1.85679595	22.21221453	
C''	299386.323	5.625	1684048.067	10.36898755	-7.7241378	-2312501.216	17862078.07	3865	-2106.5	16.60234	-9.0485974	26.97132746	1.320390134	26.97132746	
D	4057035.994	0	0	140.5119489	-13.349138	-54157932.56	722961705	3865	-2106.5	0	0	140.5119489	140.5119489	140.5119489	
<u>18388913.85</u>			<u>245476145.1</u>		<u>145800505.4</u>										

**Tabla 21:** Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Norte – Sur. Tercer nivel.

EJE	Riy (Ton/m)	xi (m)	RiyXi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	XiT (m)	RiyXiT (Ton)	RiyXiT <sup>2</sup> (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsión (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final	
								X	Y	X	Y	X	Y		
1	2863126.056	0	0	153.2111607	-16.0309	-45898376.26	735790497	3865	-2106.5	0	0	153.2111607	153.2111607	153.2111607	
2	2863126.056	9.8	28058635.35	153.2111607	-6.2309	-17839740.92	111156948.6	3865	-2106.5	276.61859	-150.7625	429.8297505	2.448661556	429.8297505	
2'	133553.371	14.425	1926507.377	7.146687429	-1.6059	-214468.1702	344406.103	3865	-2106.5	18.992647	-10.351361	26.13933433	-3.20467368	26.13933433	
3	54219.2718	15.2979	829440.9981	2.901373326	-0.7330	-39740.61993	29128.33058	3865	-2106.5	8.177119	-4.4566885	11.07849229	-1.55531519	11.07849229	
3'	63255.8171	17.625	1114883.776	3.384935547	1.5941	100838.5554	160750.6585	3865	-2106.5	10.991182	-5.9904077	14.37611791	-2.60547212	14.37611791	
4	54219.2718	19.749	1070776.399	2.901373326	3.7181	201594.7808	749557.3859	3865	-2106.5	10.556346	-5.7534133	13.45771913	-2.85203998	13.45771913	
4'	133553.371	20.475	2734505.271	7.146687429	4.4441	593529.7243	2637728.505	3865	-2106.5	26.958367	-14.692833	34.10505452	-7.54614576	34.10505452	
5	2863126.056	22.7993	65277269.88	153.2111607	6.7684	19378893.62	131164856.4	3865	-2106.5	643.54186	-350.7428	796.7530193	-197.53164	796.7530193	
6	2863126.056	31.3	89615845.55	153.2111607	15.2691	43717469.28	667528108.6	3865	-2106.5	883.4859	-481.51696	1036.697065	-328.305801	1036.697065	
<u>11891305.33</u>			<u>190627864.6</u>		<u>246243376</u>										

**Tabla 22:** Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Este – Oeste. Cuarto nivel.

EJE	Rix (Ton/m)	yi (m)	Rixyi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	yiT (m)	RixyiT (Ton)	RixyiT <sup>2</sup> (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsion (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final
								X	Y	X	Y	X	Y	
A	5773857.805	20.85	120384935.2	170.70984	7.50086219	43308911.72	324854178.6	3436.2	-1869.6	1585.664905	-862.7434684	1756.374745	-692.0336284	1756.374745
B	5773857.805	17.25	99599047.13	170.70984	3.90086219	22523023.63	87859211.36	3436.2	-1869.6	1311.881036	-713.7805674	1482.590876	-543.0707274	1482.590876
B'	206325.658	14.1	2909191.778	6.100222979	0.75086219	154922.1363	116325.1752	3436.2	-1869.6	38.31877547	-20.8488396	44.41899845	-14.74861662	44.41899845
B''	5802.42747	11.8	68468.64415	0.171554531	-1.5491378	-8988.75976	13924.82757	3436.2	-1869.6	0.901843124	-0.490683285	1.073397655	-0.319128755	1.073397655
C	2081109.586	9.25	19250263.67	61.53007164	-4.0991378	-8530754.98	34968740.25	3436.2	-1869.6	253.5572034	-137.9577869	315.087275	-76.4277153	315.087275
C'	191538.257	8.25	1580190.62	5.663018784	-5.0991378	-976679.967	4980225.746	3436.2	-1869.6	20.81367411	-11.32449948	26.47669289	-5.661480697	26.47669289
C''	299386.323	5.625	1684048.067	8.851653958	-7.7241378	-2312501.22	17862078.07	3436.2	-1869.6	22.18164518	-12.06879804	31.03329913	-3.21714408	31.03329913
D	4057035.994	0	0	119.9502982	-13.349138	-54157932.6	722961705	3436.2	-1869.6	0	0	119.9502982	119.9502982	119.9502982
<u>18388913.85</u>			<u>245476145.1</u>				<u>145800505.4</u>							

**Tabla 23:** Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Norte – Sur. Cuarto nivel

EJE	Riy (Ton/m)	xi (m)	RiyXi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	XiT (m)	RiyXiT (Ton)	RiyXiT <sup>2</sup> (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsion (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final
								X	Y	X	Y	X	Y	
1	2863126.056	0	0	130.75227	-16.030861	-45898376.3	735790497	3436.2	-1869.6	0	0	130.75227	130.75227	130.75227
2	2863126.056	9.8	28058635.35	130.75227	-6.2308612	-17839740.9	111156948.6	3436.2	-1869.6	369.5777488	-201.083336	500.3300188	-70.33106598	500.3300188
2'	133553.371	14.425	1926507.377	6.099070067	-1.6058612	-214468.17	344406.103	3436.2	-1869.6	25.37522764	-13.80639241	31.47429771	-7.707322343	31.47429771
3	54219.2718	15.298	829440.9981	2.476067322	-0.7329612	-39740.6199	29128.33058	3436.2	-1869.6	10.9250836	-5.944222191	13.40115092	-3.468154869	13.40115092
3'	63255.8171	17.625	1114883.776	2.888745209	1.59413885	100838.5554	160750.6585	3436.2	-1869.6	14.68482808	-7.989859315	17.57357329	-5.101114106	17.57357329
4	54219.2718	19.749	1070776.399	2.476067322	3.71813885	201594.7808	749557.3859	3436.2	-1869.6	14.10386236	-7.673762023	16.57992968	-5.197694701	16.57992968
4'	133553.371	20.475	2734505.271	6.099070067	4.44413885	593529.7243	2637728.505	3436.2	-1869.6	36.01787078	-19.59694174	42.11694084	-13.49787167	42.11694084
5	2863126.056	22.799	65277269.88	130.75227	6.76843885	19378893.62	131164856.4	3436.2	-1869.6	859.8075477	-467.8121737	990.5598177	-337.0599037	990.5598177
6	2863126.056	31.3	89615845.55	130.75227	15.2691388	43717469.28	667528108.6	3436.2	-1869.6	1180.386075	-642.2355527	1311.138345	-511.4832827	1311.138345
<u>11891305.33</u>			<u>190627864.6</u>				<u>115078519.6</u>							

**Tabla 24:** Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Este – Oeste. Quinto nivel.

EJE	Rix (Ton/m)	yi (m)	Rixyi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	yiT (m)	RixyiT (Ton)	RixyiT <sup>2</sup> (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsion (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final	
								X	Y	X	Y	X	Y		
A	5773857.805	20.85	120384935.2	85.66326974	7.500862194	43308911.72	324854178.6	1798.5	-988.4571	829.933744	-456.13228	915.5970138	-370.469008	915.5970138	
B	5773857.805	17.25	99599047.13	85.66326974	3.900862194	22523023.63	87859211.36	1798.5	-988.4571	686.635831	-377.37563	772.2991011	-291.712356	772.2991011	
B'	206325.658	14.1	2909191.778	3.0611302	0.750862194	154922.1363	116325.1752	1798.5	-988.4571	20.0559681	-11.022777	23.11709833	-7.96164661	23.11709833	
B''	5802.42747	11.8	68468.64415	0.086087141	-1.54913781	-8988.75976	13924.82757	1798.5	-988.4571	0.47202283	-0.2594241	0.558109974	-0.173337	0.558109974	
C	2081109.586	9.25	19250263.67	30.87617635	-4.09913781	-8530754.98	34968740.25	1798.5	-988.4571	132.711318	-72.938251	163.5874942	-42.0620746	163.5874942	
C'	191538.257	8.25	1580190.62	2.841738389	-5.09913781	-976679.967	4980225.746	1798.5	-988.4571	10.8938341	-5.9872603	13.73557253	-3.14552194	13.73557253	
C''	299386.323	5.625	1684048.067	4.441815544	-7.72413781	-2312501.22	17862078.07	1798.5	-988.4571	11.6098274	-6.3807708	16.05164293	-1.93895527	16.05164293	
D	4057035.994	0	0	60.1918129	-13.3491378	-54157932.6	722961705	1798.5	-988.4571	0	0	60.1918129	60.1918129	60.1918129	
			<u>245476145.1</u>					<u>145800505.4</u>							
<u>18388913.85</u>															

**Tabla 25:** Fuerza Cortante por Torsión en la dirección Norte – Sur. Quinto nivel.

EJE	Riy (Ton/m)	xi (m)	RiyXi (Ton)	Cortante Directo (Ton)	XiT (m)	RiyXiT (Ton)	RiyXiT <sup>2</sup> (Ton*m)	Momento torsor (Ton*m)		Cortante por Torsion (Ton)		Cortante Total (Ton)		Cortante final	
								X	Y	X	Y	X	Y		
1	2863126.056	0	0	65.74643453	-16.0309	-45898376.3	735790497	1798.5	-988.4571	0	0	65.74643453	65.7464345	65.74643453	
2	2863126.056	9.8	28058635.35	65.74643453	-6.2309	-17839740.9	111156948.6	1798.5	-988.4571	193.436232	-106.31271	259.1826667	-40.56628	259.1826667	
2'	133553.371	14.425	1926507.377	3.066808024	-1.6059	-214468.17	344406.103	1798.5	-988.4571	13.2813419	-7.2994366	16.34814989	-4.23262854	16.34814989	
3	54219.2718	15.2979	829440.9981	1.245046056	-0.7330	-39740.6199	29128.33058	1798.5	-988.4571	5.71816624	-3.1427089	6.963212301	-1.89766288	6.963212301	
3'	63255.8171	17.625	1114883.776	1.452553732	1.5941	100838.5554	160750.6585	1798.5	-988.4571	7.68600876	-4.2242368	9.138562492	-2.77168309	9.138562492	
4	54219.2718	19.749	1070776.399	1.245046056	3.7181	201594.7808	749557.3859	1798.5	-988.4571	7.3819325	-4.0571163	8.626978554	-2.8120702	8.626978554	
4'	133553.371	20.475	2734505.271	3.066808024	4.4441	593529.7243	2637728.505	1798.5	-988.4571	18.8516794	-10.360899	21.91848738	-7.29409067	21.91848738	
5	2863126.056	22.7993	65277269.88	65.74643453	6.7684	19378893.62	131164856.4	1798.5	-988.4571	450.021499	-247.33219	515.7679334	-181.585757	515.7679334	
6	2863126.056	31.3	89615845.55	65.74643453	15.2691	43717469.28	667528108.6	1798.5	-988.4571	617.81164	-339.54979	683.5580742	-273.803358	683.5580742	
<u>11891305.33</u>			<u>190627864.6</u>					<u>115078519.6</u>							

## 3.2. Diseño del muro de corte especial mediante método convencional

### 3.2.1. Determinación del refuerzo longitudinal y transversal mínimo requerido en el muro.

#### a. Chequeo de número de capas requeridas para reforzar el muro.

Para el muro en estudio se obtuvieron las fuerzas de diseño a partir de un análisis dinámico realizado en el programa Matlab. Según la sección 18.10.2.2 del ACI 318-19, se deberá establecer las capas necesarias para refuerzo, dicho esto se debe utilizar al menos dos cortinas de refuerzo si se cumple una de las dos condiciones siguientes, dicho esto cada ecuación esta descrita a partir de la página 24 del documento.

$$V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$$

$$h_w/l_w \geq 2.0$$

$$A_{cv} = 4448.9\text{mm} * 300\text{mm} = 1,334,670 \text{ mm}^2$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{15\text{m}}{4.4489\text{m}} = 3.372 \geq 2 \therefore \text{Cumple}$$

#### b. Cálculo de refuerzo requerido por flexión

$$d = 0.8 l_w$$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi bw d^2}$$

$$d = 0.8 * 4.4489\text{m} = 3.559\text{m}$$

$$R_n = \frac{14,459,747.3 \text{ N} * \text{m}}{0.9 * 0.30\text{m} * (3.559\text{m})^2} = 4,228,058.261 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 4.23 \text{ MPa}$$

La cuantía  $\rho$  para cada elemento de borde:

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right)$$

$$\rho = \frac{0.85 * 28MPa}{420MPa} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4.23MPa}{0.85 * 28MPa}} \right) = 0.011$$

Una vez determinada la cuantía procedemos a calcular el área acero para contrarrestar los efectos por flexión en muros:

$$A_s = \rho b w d$$

$$A_s = 0.011 * 300mm * 3,559mm = 11,744.7mm^2$$

Las varillas deberán distribuirse en una longitud de  $l_w/6$  en cada extremo del muro. No es necesario empaquetar varillas, y se recomienda proponer varillas #13 como mínimo, y #29 como máximo.

$$\frac{l_w}{6} = \frac{4.4489m}{6} = 0.741m$$

El recubrimiento especificado en la sección 20.6.1.3.1 ACI 318-19, para muros en los cuales el acero sea #36 y menores, el recubrimiento será igual a 20mm.

La cantidad de varillas se determinará mediante la división del área de acero entre el área de la varilla, el resultado de esta operación será dividido entre 4 ya que cada extremo del muro cuenta con dos cortinas en las cuales está distribuido el acero, la separación no debe exceder 450mm según la sección 18.10.2.1 ACI 318-19.

$$cantidad\ varilla = \frac{11,744.7mm^2}{510\ mm^2} = 23.029 \approx 24\ varillas$$

$$\frac{24\ varillas}{4} = 6\ varillas$$

$$Separación = 741mm - 6 * 25.4 = \frac{588.6mm}{6\ varillas} = 98.1 \approx 100mm$$

### c. Capacidad portante del muro

$$M_u = 1474.48387 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 206.22392 \text{ Ton}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{1474.48387 \text{ Ton-m}}{206.22392 \text{ Ton}}$$

$$e = 7.15m$$

$$d_1 = l_w / 12$$

$$d_1 = 4.4489m / 12$$

$$d_1 = 0.371m$$

$$d_1 = l_w - \frac{l_w}{12}$$

$$d_2 = 4.4489m - \frac{4.4489m}{12}$$

$$d_2 = 4.078m$$

### Método (T-C)

Por la gran excentricidad se impone  $\phi = 0.9$  que indica que el muro fallara por tracción.

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{1474.48387 \text{ Ton-m}}{0.9} = 1638.315 \text{ Ton-m}$$

$$\frac{P_u}{\phi} = \frac{206.22392 \text{ Ton}}{0.9} = 229.138 \text{ Ton}$$

Se asume la altura del eje neutro "C" y se calcula  $P_u$  calculado.

$$a = \beta_1 * C$$

$\beta_1$  para concretos con  $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$  va a ser igual a 0.85, el valor de C ya lo hemos encontrado realizando iteraciones para que  $P_{u\text{cal}}$  sea igual a  $P_u$

$$a = 0.85 * 57.47 \text{ cm} = 48.85 \text{ cm}$$

Deformación unitaria del acero a tracción:

$$\frac{\varepsilon_u}{C} = \frac{\varepsilon_t}{C - d_2}$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003}{57.47 \text{ cm}} (57.47 - 407.8 \text{ cm})$$

$$\varepsilon_t = -0.01829 \text{ cm}$$

Por Ley de Hooke

$$f_{st} = E * \varepsilon_t$$

$$f_{st} = (2.1 * 10^6) * -0.01829 = -38,404.02 \text{ kg/cm}^2$$

Deformación unitaria del acero a compresión:

$$\frac{\varepsilon_u}{C} = \frac{\varepsilon_c}{C - d_1}$$

$$\varepsilon_c = \frac{0.003}{57.47 \text{ cm}} (57.47 - 37.1 \text{ cm})$$

$$\varepsilon_c = 0.0011 \text{ cm}$$

Por Ley de Hooke

$$f_{sc} = E * \varepsilon_c$$

$$f_{sc} = (2.1 * 10^6) * 0.0011 = 2,233.01 \text{ kg/cm}^2$$

Definiendo los brazos de palanca

$$X_c = \frac{h}{2} - \frac{a}{2}$$

$$X_c = \frac{4.4489 \text{ m}}{2} - \frac{0.4885}{2} = 1.9802 \text{ m}$$

$$X' = \frac{h}{2} - d_1$$

$$X' = \frac{4.4489m}{2} - 0.371m = 1.8535 m$$

$$X = \frac{h}{2} - d_2$$

$$X = \frac{4.4489m}{2} - 4.078m = -1.8536 m$$

Cálculo de K

$$K = 0.85 * f'_c * b$$

$$K = 0.85 * 280 * 30 = 7,140 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza de compresión en el concreto

$$C_c = K * a$$

$$C_c = 7,140 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 48.85 \text{ cm} = 348,789 \text{ kg}$$

Se obtiene

$$P_u = C_c + f_{sc} * A'_s + f_{sc} * A_s$$

$$P_{u \text{ cal}} = 348,789 \text{ kg} + 2,233.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (12 \text{ varillas} * 5.07 \text{ cm}^2) + -4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (12 \text{ varillas} * 5.07 \text{ cm}^2)$$

$$P_{u \text{ cal}} = 229,117.33 \text{ kg} = 229.12 \text{ Ton}$$

$$\therefore P_u = P_{u \text{ cal}}$$

Verificación de necesidad de elementos de borde

$$\frac{1.5 * \delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600 * c}$$

$$\frac{\text{Área total de la estructura}}{\text{Área total de muros en dirección X}} * 100 = \frac{740.345 \text{ m}^2}{4.6236 \text{ m}^2} * 100 = 0.62\%$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{15m}{4.4489m} = 3.3716 \approx 3.4$$

Como en la gráfica de relación  $h_w/l_w$  que se muestra en la figura 20, no hay valor para 3.4 se realizó una interpolación dando como resultado  $\frac{\delta_u}{h_w} = 0.7\%$ , dicha grafica esta escalada a  $S_{D1} = 1 * g$  en el caso nuestro tuvimos que adaptar la relación  $\frac{\delta_u}{h_w}$  a  $S_{D1} = 0.729 * g$  se comprueba que el resultado de esta no sea menor que 0.5%

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.70 * 0.729 = 0.5103\% \therefore \text{Cumple.}$$

Calculamos  $C'$

$$C' = \frac{444.89cm}{600 * 1.5 * 0.005103} = 96.869 \text{ cm}$$

$C' \geq C \therefore$  No requiere elementos de borde.

#### d. Acero por cortante

Se comprueba el cortante del concreto que sea mayor que el cortante de diseño, pero se debe tomar el valor más desfavorable.

$$V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$V_c = 0.27 * 1 * \sqrt{28MPa} * 300mm * 3,559mm + \frac{0 * 3,559mm}{4 * 4448.9mm} = 1,525,429.084 N$$

$$V_c = \left[ 0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left( 0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

$$V_c = \left[ 0.05 * 1 * \sqrt{28MPa} + \frac{4,448.9mm \left( 0.1 * 1 * \sqrt{28MPa} + 0.2 \frac{0}{4,448.9mm * 300mm} \right)}{7,374.334mm} \right] 300mm * 3,559mm$$

$$V_c = 623,332.781 N$$

La ecuación anterior no aplica cuando el resultado  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}$  es negativo

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{14,459,747.3 N*m}{1,506,414.47 N} - \frac{4.4489m}{2} = 7.374m$$

Se procede a encontrar el área de acero y separación para el acero horizontal del muro

$$\frac{A_v}{SH} = \frac{V_u - \Phi V_c}{\Phi f_y d}$$

$$\frac{A_v}{SH} = \frac{1,506,414.47 N - (0.75) * (623,332.781N)}{0.75 * 420MPa * 3,559mm} = 0.927$$

$$SH = \frac{2 * 71mm^2}{0.927} = 153.182mm \approx 160mm$$

$$\rho_h = \frac{A_v}{A_g} = \frac{2 * 71mm^2}{300mm * 160mm} = 0.0030 > 0.0025 \therefore \text{Cumple}$$

ACERO #3 a cada 16cm

**e. Revisión de acero mínimo**

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0.0025)$$

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{15,000}{4,448.9} \right) (0.0030 - 0.0025) = 0.0023$$

$$S_v = \frac{A_{vc}}{b_w \rho_l}$$

$$S_v = \frac{2 * 71 \text{mm}^2}{300 \text{mm} * 0.0023} = 205.7971 \approx 210 \text{mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{vc}}{b_w S_v}$$

$$\rho_l = \frac{2 * 71 \text{mm}^2}{300 \text{mm} * 210 \text{mm}} = 0.0023 < 0.0025 \therefore \text{No Cumple}$$

$$\rho_l = \frac{2 * 71 \text{mm}^2}{300 \text{mm} * 160 \text{mm}} = 0.0030 > 0.0025 \therefore \text{Cumple}$$

**f. Chequeo de capacidad por cortante para refuerzo por cortante.**

$$V_u \leq (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y t) A_{cv}$$

Condiciones:

$$\alpha_c = 3 \text{ cuando } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 2 \text{ cuando } \frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

$$\alpha_c = \text{varia linealmente entre 3 y 2 para cuando } 1.5 < \frac{h_w}{l_w} < 2.0$$

$$\therefore \text{Cumple con la segunda condicion } \frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y t) A_{cv}$$

$$V_n = (2 * 1 * \sqrt{28}MPa + 0.0030 * 420MPa)(300mm * 4,448.9mm)$$

$$V_n = 15,806,503.81 * 0.75 = 11,854,877.86 N$$

$\therefore$  *Cumple*  $V_u \leq V_n$

**g. Cálculo de longitud de desarrollo**

$$l_d = 6db = 6 * 9.5 = 57mm \text{ utilizar } 75mm$$

$$\text{dobles de la varilla} = 4db = 4 * 9.5 = 38mm$$

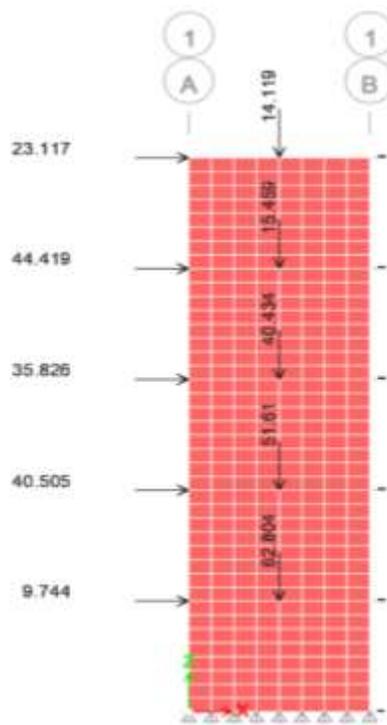
### 3.3. Diseño del muro mediante el método puntal tensor

Para el diseño mediante el método puntal tensor se hizo uso de las tablas 14 que aparece en el documento para las cargas verticales de la estructura y las fuerzas laterales se obtuvieron al realizar el análisis dinámico que lo podemos encontrar en la sección 3.1.

#### Datos para el diseño:

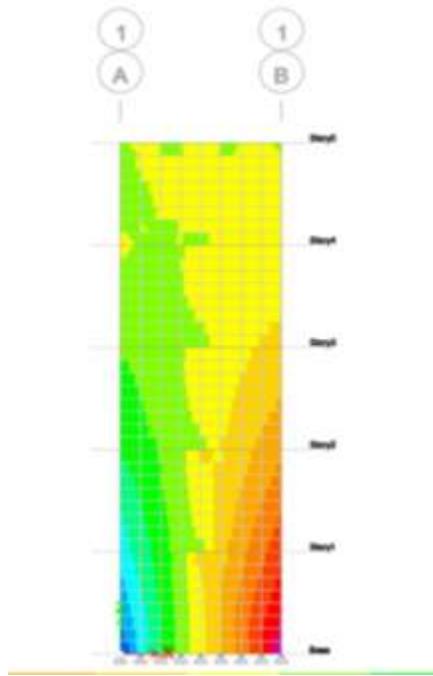
Área tributaria del muro= 14.2958 m <sup>2</sup>	Piso 3= 40,434.4294 kg
Piso 1= 62,804.2757 kg	Piso 4= 15,459.7440 kg
Piso 2= 51,610.9059 kg	Piso 5= 14,119.3702 kg

Se modelo la estructura en ETABS donde se introdujeron las fuerzas sísmicas y los pesos de la estructura del Capítulo III, tabla 14 y 15, para posteriormente realizar el diseño.

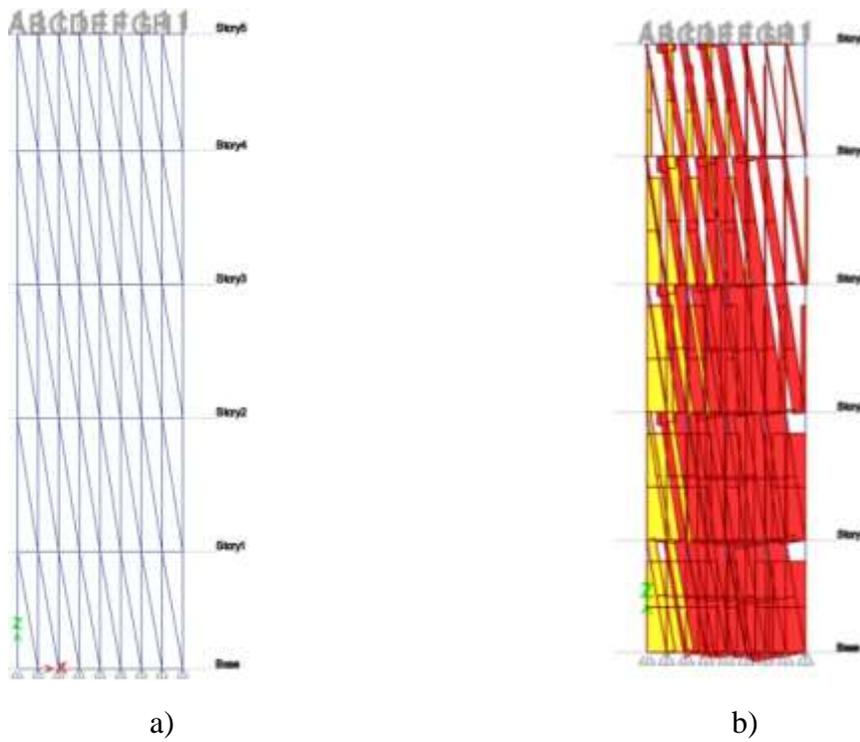


*Figura 57:* Muro con cargas sísmicas y pesos

Se ejecutó el programa y se obtuvieron los siguientes esfuerzos en el muro con esto establecimos el modelo más eficiente.

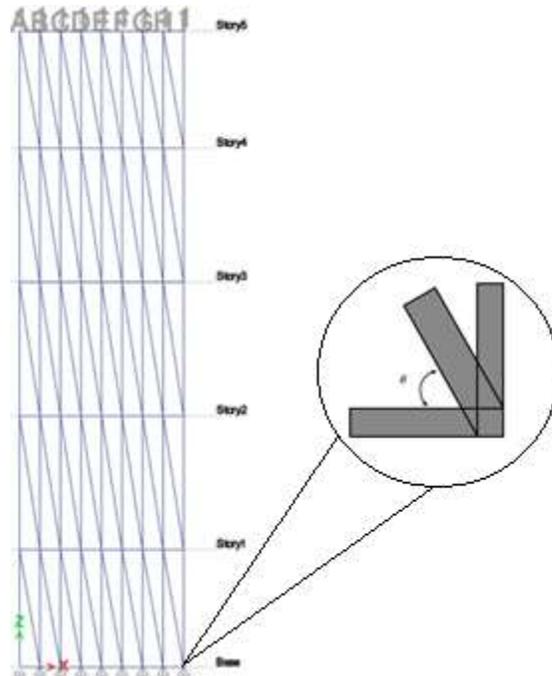


**Figura 58:** Zonas de tensión y compresión en el muro



**Figura 59:** a) Modelo más eficiente y b) Modelo ejecutado en el programa

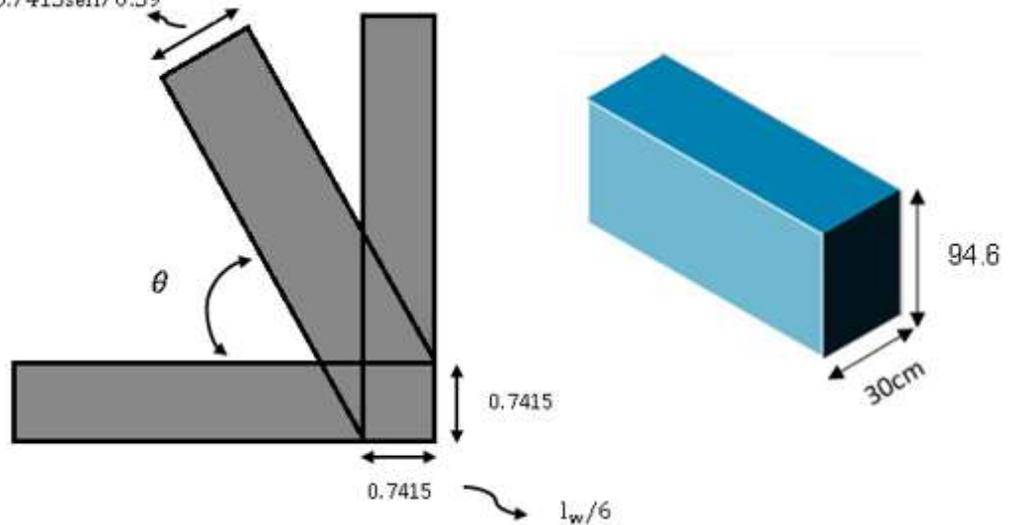
Se diseñó en base a los elementos más críticos y se buscaron las dimensiones de estos de la siguiente manera:



$$\tan^{-1}\left(\frac{263}{92.67}\right) = 70.59$$

$$\theta = 0.7415\cos 70.59 + 0.7415\sin 70.59$$

$$\theta = 0.946$$



A continuación, se compruébala resistencia para los elementos a compresión, los coeficientes de rigidez  $\beta_s$  se establecieron mediante la tabla 1, y haciendo uso de la ecuación 33 obteniendo los siguientes resultados.

**Puntal de botella:**

$$f_{ce} = (0.85)(1)(0.75)(280)(30)(94.6)(0.75)$$

$$f_{ce} = 379,937.25 \text{ kg} \rightarrow 141,495.28 \text{ kg}$$

**Puntal prismático:**

$$f_{ce} = (0.85)(1)(1)(280)(30)(74.15)(0.75)$$

$$f_{ce} = 397,073.25 \text{ kg} \rightarrow 131,678 \text{ kg}$$

La zona nodal es de tipo CCC, igualmente se debe comprobar la resistencia introduciendo los datos en la ecuación 39 dicha resistencia debe ser mayor que la demanda, el coeficiente  $\beta_n$  se obtuvo de la tabla 3

**Zona nodal por acción puntal inclinado:**

$$f_{nz} = (0.75)(0.85)(1)(1)(280)(94.6)(30)$$

$$f_{nz} = 506,583 \text{ kg} > 141,495 \text{ kg}$$

**Zona nodal por acción del puntal vertical:**

$$f_{nz} = (0.75)(0.85)(1)(1)(280)(74.15)(30)$$

$$f_{nz} = 397,073.25 \text{ kg} > 296,640.61 \text{ kg}$$

Se prosigue con las áreas de acero en el alma del muro, separación y cantidad de varillas, para ello se diseñó con barras # 4.

$$A_{sv} = 0.0025\beta S_v \tag{56}$$

$$S_v = \frac{129 * 2}{0.0025 * 300} = 344\text{mm} \approx 350\text{mm} > 300\text{mm}$$

La separación calculada da mayor que la mínima establecida en el ACI 318-19, por lo tanto, se utiliza la separación mínima y se cambia el diámetro a barras # 3.

$$A_{sv} = 0.0025 * (300\text{mm})(300\text{mm})$$

$$A_{sv} = \frac{225\text{mm}^2}{2} = 112.5\text{mm}^2$$

$$A_{sv} = 2 * 71mm^2$$

$$A_{sv} = 142mm^2$$

$$S_{ep} = \frac{142}{(0.0025)(300)} = 189 \approx 190mm < 300mm$$

$$\rho = \frac{142}{(300)(190)} = 0.0025$$

Para las áreas de acero en los extremos del muro se utilizó barras #8,  $F_u$  es la fuerza en los tensores.

$$A_s = \frac{F_u}{0.75f_y} \quad (57)$$

$$A_s = \frac{137,162.13 \text{ kg}}{(0.75)(4200)} = \frac{43.54}{5.07 \text{ cm}^2} = \frac{8.59}{2} = 4.29 \approx 5 \text{ varillas}$$

### Cálculo de longitud de desarrollo

$$l_d = 6db = 6 * 9.5 = 57mm \text{ utilizar } 75mm$$

$$\text{dobles de la varilla} = 4db = 4 * 9.5 = 38mm$$

En las siguientes tablas se muestran las fuerzas de los elementos (vigas, columnas y tensores), para cada elemento se hizo uso de las mismas ecuaciones que se utilizaron para el diseño del elemento anterior, así como también el tipo de puntal y su demanda capacidad. Ver pág. 102, 103, 104

Tabla 26: Fuerzas de los elementos - Vigas

Pisos	Vigas	P(Tonf)	Tipo	$R_{-}$	Área	fn	d/c
Story5	B1	-22193.5	Prismática	1	2224.50	397.07325	55.89271
Story5	B1	-17476.78	Prismática	1	2224.50	397.07325	44.013995
Story5	B2	-12442.42	Prismática	1	2224.50	397.07325	31.335327
Story5	B2	-6444.42	Prismática	1	2224.50	397.07325	16.229801
Story5	B5	-333.58	Prismática	1	2224.50	397.07325	0.8400969
Story4	B1	-41479.19	Prismática	1	2224.50	397.07325	104.46231
Story4	B1	-31956.8	Prismática	1	2224.50	397.07325	80.480868
Story4	B2	-28510.86	Prismática	1	2224.50	397.07325	71.80252
Story4	B2	-21299.19	Prismática	1	2224.50	397.07325	53.640456
Story4	B5	-15645.96	Prismática	1	2224.50	397.07325	39.403208
Story4	B5	-10639.23	Prismática	1	2224.50	397.07325	26.794124
Story4	B6	-3607.64	Prismática	1	2224.50	397.07325	9.085578
Story4	B6	-806.13	Prismática	1	2224.50	397.07325	2.0301796
Story4	B3	-3607.64	Prismática	1	2224.50	397.07325	9.085578
Story3	B1	-31748.23	Prismática	1	2224.50	397.07325	79.9556
Story3	B1	-24093.48	Prismática	1	2224.50	397.07325	60.677671
Story3	B2	-21353.67	Prismática	1	2224.50	397.07325	53.777659
Story3	B2	-14949	Prismática	1	2224.50	397.07325	37.647965
Story3	B5	-7938.43	Prismática	1	2224.50	397.07325	19.992357
Story3	B5	-2942.81	Prismática	1	2224.50	397.07325	7.4112522
Story2	B1	-34520.22	Prismática	1	2224.50	397.07325	86.936655
Story2	B1	-25424.25	Prismática	1	2224.50	397.07325	64.029118
Story2	B2	-21294.64	Prismática	1	2224.50	397.07325	53.628997
Story2	B2	-14514.9	Prismática	1	2224.50	397.07325	36.554716
Story2	B5	-6622.38	Prismática	1	2224.50	397.07325	16.677981
Story2	B5	-1747.06	Prismática	1	2224.50	397.07325	4.3998431
Story1	B1	-3592.43	Prismática	1	2224.50	397.07325	9.0472728
Story1	B1	-7040.35	Prismática	1	2224.50	397.07325	17.730608
Story1	B2	-3080.14	Prismática	1	2224.50	397.07325	7.7571078
Story1	B2	-6503.91	Prismática	1	2224.50	397.07325	16.379623

Tabla 27: Fuerzas de los elementos - Tensores

Pisos	Tensores	P(Tonf)	Tipo	$\beta_n$	Área	fn	d/c
Story5	D3	-3030.92	Botella	0.75	2838	379.93725	7.9774226
Story5	D4	-13470.12	Botella	0.75	2838	379.93725	35.453539
Story5	D7	-16222.58	Botella	0.75	2838	379.93725	42.698051
Story5	D8	-17722.48	Botella	0.75	2838	379.93725	46.645808
Story5	D9	-23958.06	Botella	0.75	2838	379.93725	63.057939
Story5	D10	-11266.18	Botella	0.75	2838	379.93725	29.652739
Story5	D11	-2056.91	Botella	0.75	2838	379.93725	5.413815
Story4	D3	-3851.9	Botella	0.75	2838	379.93725	10.138253
Story4	D4	-19136.4	Botella	0.75	2838	379.93725	50.367265
Story4	D7	-25703.77	Botella	0.75	2838	379.93725	67.652672
Story4	D8	-29595.7	Botella	0.75	2838	379.93725	77.896284
Story4	D9	-45043.79	Botella	0.75	2838	379.93725	118.55587
Story4	D10	-37364.92	Botella	0.75	2838	379.93725	98.344977
Story4	D11	-23673.67	Botella	0.75	2838	379.93725	62.309421
Story4	D12	-10009.19	Botella	0.75	2838	379.93725	26.344324
Story3	D4	-20933.53	Botella	0.75	2838	379.93725	55.097335
Story3	D7	-32946.83	Botella	0.75	2838	379.93725	86.716504
Story3	D8	-40917.48	Botella	0.75	2838	379.93725	107.69536
Story3	D9	-68040.52	Botella	0.75	2838	379.93725	179.08357
Story3	D10	-64135.04	Botella	0.75	2838	379.93725	168.8043
Story3	D11	-51569.43	Botella	0.75	2838	379.93725	135.73144
Story3	D12	-31564.13	Botella	0.75	2838	379.93725	83.077219
Story2	D4	-17890.18	Botella	0.75	2838	379.93725	47.087197
Story2	D7	-36531.88	Botella	0.75	2838	379.93725	96.152404
Story2	D8	-47496.83	Botella	0.75	2838	379.93725	125.0123
Story2	D9	-80316.93	Botella	0.75	2838	379.93725	211.39525
Story2	D10	-84158.67	Botella	0.75	2838	379.93725	221.50676
Story2	D11	-85296.53	Botella	0.75	2838	379.93725	224.50162
Story2	D12	-68512.39	Botella	0.75	2838	379.93725	180.32554
Story1	D4	-6941.67	Botella	0.75	2838	379.93725	18.27057
Story1	D7	-31565.49	Botella	0.75	2838	379.93725	83.080798
Story1	D8	-53592.36	Botella	0.75	2838	379.93725	141.05582
Story1	D9	-81490.64	Botella	0.75	2838	379.93725	214.48447
Story1	D10	-85516.01	Botella	0.75	2838	379.93725	225.0793
Story1	D11	-100728.45	Botella	0.75	2838	379.93725	265.11865
Story1	D12	-141495.28	Botella	0.75	2838	379.93725	372.4175

Tabla 28: Fuerzas de los elementos – Columnas

Pisos	Columnas	P(Tonf)	Tipo	$\beta_n$	Área	fn	d/c
Story5	C3	-3484.75	Prismática	1	2224.50	397.07325	8.7760885
Story5	C9	-2208.55	Prismática	1	2224.50	397.07325	5.562072
Story4	C3	-2860.85	Prismática	1	2224.50	397.07325	7.2048419
Story4	C9	-3476.93	Prismática	1	2224.50	397.07325	8.7563944
Story3	C4	-9780.07	Prismática	1	2224.50	397.07325	24.630393
Story3	C3	-4645.5	Prismática	1	2224.50	397.07325	11.699353
Story3	C9	-15648.86	Prismática	1	2224.50	397.07325	39.410512
Story2	C4	-49701.18	Prismática	1	2224.50	397.07325	125.16879
Story2	C3	-2378.96	Prismática	1	2224.50	397.07325	5.9912371
Story2	C9	-35289.57	Prismática	1	2224.50	397.07325	88.874206
Story1	C4	-131678.34	Prismática	1	2224.50	397.07325	331.62229
Story1	C9	-32926.93	Prismática	1	2224.50	397.07325	82.92407

## *CAPÍTULO IV*

### *COMPARACIÓN DE RESULTADOS.*

#### 4.1. Resultados del diseño aplicando el método ACI 318-19

Se desarrolló el diseño de un muro de corte integrado en la estructura de estudio, cuyas fuerzas de diseño se obtuvieron mediante un análisis dinámico modal (ver Capítulo III, sección 3.1). El acero de refuerzo obtenido se muestra en la siguiente tabla:

---

**Tabla 29:** Resultados del diseño aplicando el método ACI 318-19

---

<b>Ubicación</b>	<b>Barras</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Separación (cm)</b>
Acero a flexión	# 8	24	10
Acero por corte horizontal	# 3	88	16
Acero por corte vertical	# 3	18	16

---

#### 4.2. Resultados del diseño aplicando el método Puntal-Tensor

Se desarrolló el diseño de un muro de corte integrado en la estructura de estudio, cuyas fuerzas de diseño se obtuvieron mediante un análisis dinámico modal (ver Capítulo III, sección 3.1). El acero de refuerzo obtenido se muestra en la siguiente tabla:

---

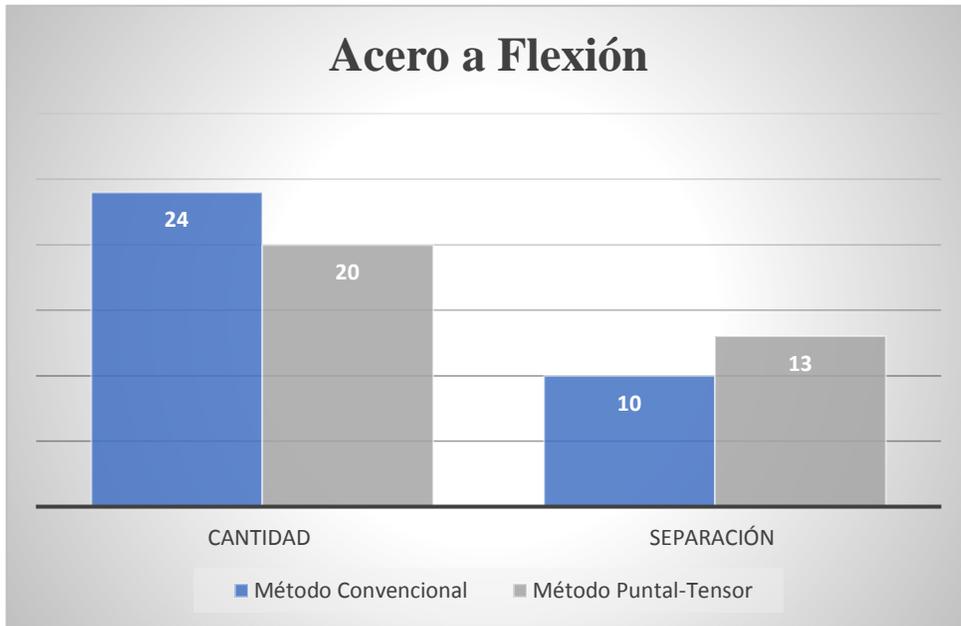
**Tabla 30:** Resultados del diseño aplicando el método Puntal-Tensor

---

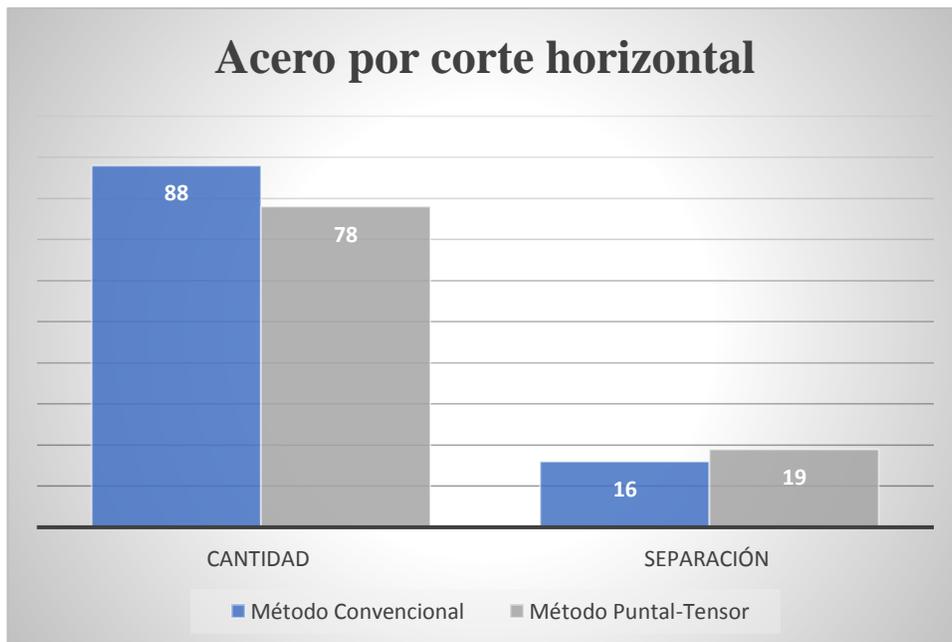
<b>Ubicación</b>	<b>Barras</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Separación (cm)</b>
Acero a flexión	# 8	20	13
Acero por corte horizontal	# 3	78	19
Acero por corte vertical	# 3	15	19

---

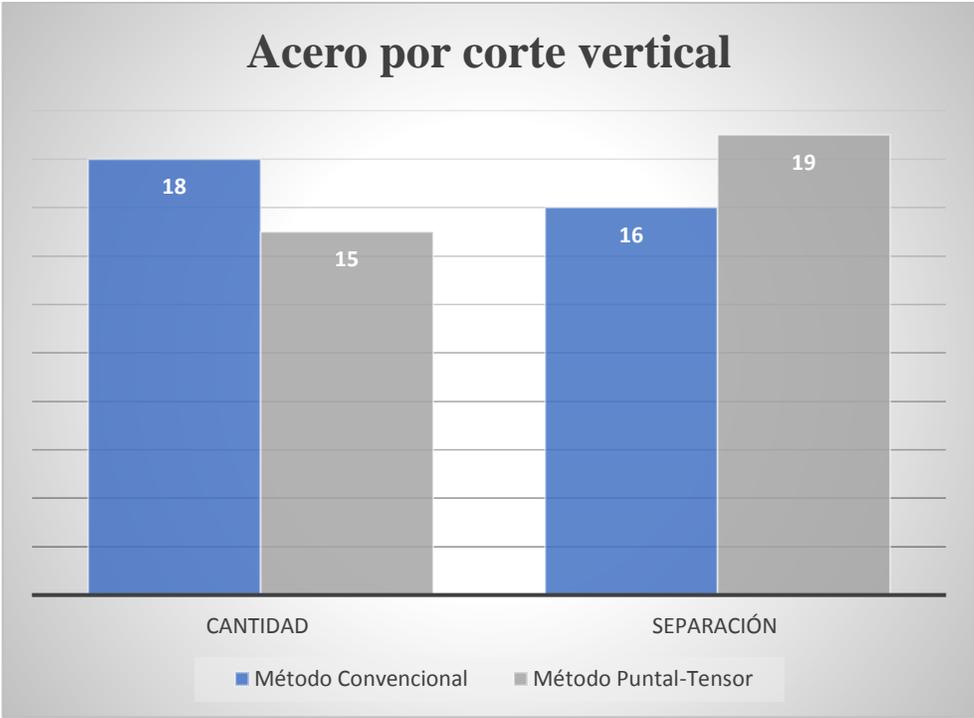
A continuación se muestran gráficos demostrando la diferencia en ambos métodos ya sea su cantidad y de cuanto es su separación.



**Figura 60:** Comparación del acero a flexión en ambos métodos.



**Figura 61:** Comparación del acero por corte horizontal en ambos métodos.



**Figura 62:** Comparación del acero por corte vertical en ambos métodos.

## *CAPÍTULO V*

### *CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES*

## 5.1. Conclusiones

Basados en los objetivos establecidos en esta investigación y analizando el proceso de diseño del muro en estudio con los métodos mencionados en sus capítulos respectivos, obtuvimos las siguientes conclusiones:

- El método convencional establecido por el ACI 318-19 para el diseño de muros especiales, donde el muro diseñado cuenta con un ancho de 4.4489 m y un espesor de 30 cm del cual los resultados del diseño se plasman en el capítulo IV, tabla 4.1 y cabe mencionar que el método es un procedimiento de fácil comprensión y desarrollo tanto para ingenieros con y sin experiencia en diseño estructural de muros de corte, esto debido a las muchas investigaciones publicadas respecto al método mencionado, las cuales nos proporcionan tablas de ayuda que simplifican la obtención de factores requeridos en el diseño.
- Para el método puntal tensor en el diseño del muro estudiado en el capítulo anterior, su espesor y distancia son los mismos con respecto al método mencionado anteriormente, este muro está localizado en el eje B', cuando ya se estableció la armadura del nodo que se analizó para que cumpla con la demanda capacidad fue el nodo 12 siendo este el más crítico de toda la estructura teniendo como resultado el acero de refuerzo que se muestra en el capítulo IV, tabla 4.2. De igual manera queremos destacar que la aplicación de esta técnica de diseño, se vuelve un poco laboriosa y muy poco práctica sin las herramientas adecuadas para establecer el modelo que represente de manera aproximada, las tensiones internas en el elemento y se puede decir que no es un método difícil de comprender solo hay que tener una buena base teórica para saber interpretar y justificar los modelos puntal tensor usados.

- Finalmente se nos muestra una comparación en los resultados del diseño del mismo muro, pero con ambas metodologías, de esto se nota que los resultados respecto a la cantidad de acero con el diseño convencional excede en un 20% en lo que es el acero en los extremos del muro, el acero en el alma del muro y en el acero horizontal excede en un 12% todo eso con respecto a la cantidad de acero obtenida en el diseño por el método puntal tensor, esto incluye económicamente cuando se desee ejecutar el diseño de una estructura.

## 5.2. Recomendaciones

Con base en las conclusiones obtenidas anteriormente, podemos realizar las siguientes recomendaciones:

- Si bien es cierto que la metodología del ACI 318-19 para el diseño de muros especiales es simple de aplicar, debe tenerse en cuenta el cambio de factores, criterios mínimos, entre otros aspectos, los cuales varían con cada actualización de la normativa, así como las nuevas tendencias y tecnologías que podrían revolucionar el diseño estructural a futuro.
- El método puntal tensor, exige una buena base teórica para la aplicación del mismo, por lo cual es recomendable mejorar los planes de estudio a nivel de pre-grado, en donde los estudiantes adquieran los conocimientos necesarios para poder obtener sin problema a la aplicación de esta técnica que hoy en día se ha venido popularizando en la práctica de la ingeniería estructural.
- El fomentar la realización de más tesis investigativas respecto a este método aportará a disminuir un poco la desconfianza de muchos ingenieros a estas nuevas técnicas de diseño, es por ello que se recomienda motivar a los estudiantes de pre-grado y post-grado en retomar esta línea de investigación.
- Investigar a futuro cuando los muros especiales por medio del método puntal tensor tengan elementos de borde, ya que este no refleja una manera de estimar la inclusión de estos elementos para obtener una mayor ductilidad.

## ***BIBLIOGRAFÍA***

## Bibliografía

- González , J., & López , J. (2018). *DESARROLLO DE SOFTWARE PARA EL DISEÑO DE VIGAS, COLUMNAS, UNIONES VIGA-COLUMNA, MUROS DE CORTE Y VIGAS DE ACOPLA DE CONCRETO REFORZADO EN BASE AL ACI 318-14*. Managua.
- ACI. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19*. Farmington Hills: American Concrete Institute .
- Aedo, M. A. (2004). “*Modelo Puntal-Tensor Aplicado al Diseño de Elementos de Hormigón Armado*” .
- Ángel San Bartolomé, D. Q. (2010). *Tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010*. Peru.
- Arroyave, C. M. (2000). *Comportamiento de Vigas Peraltadas Diseñadas con el Modelo de Puntales y Tensores*.
- ASSOCIATION, P. P. (s.f.). *REQUISITOS PARA HORMIGÓN ESTRUCTURAL con Ejemplos de Diseño* .
- Azócar, M. A. (1992). “Búsqueda de Trayectorias Máximas de Tensiones y Aplicación del modelo Puntal-Tensor”. Chile.
- B., L., & Luis B. Fargier Gabardon, L. (2010). *Concreto Armado Comportamiento y Diseño*. Merida .
- Ballesteros, E. (2018). *CALCULO DE DISEÑO DE MUROS DE CORTE O MUROS ESPECIALES*. ECUADOR.
- Barney , T., & David, H. (2007). *Verification and Implementation of Strut and Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications*. Nevada.

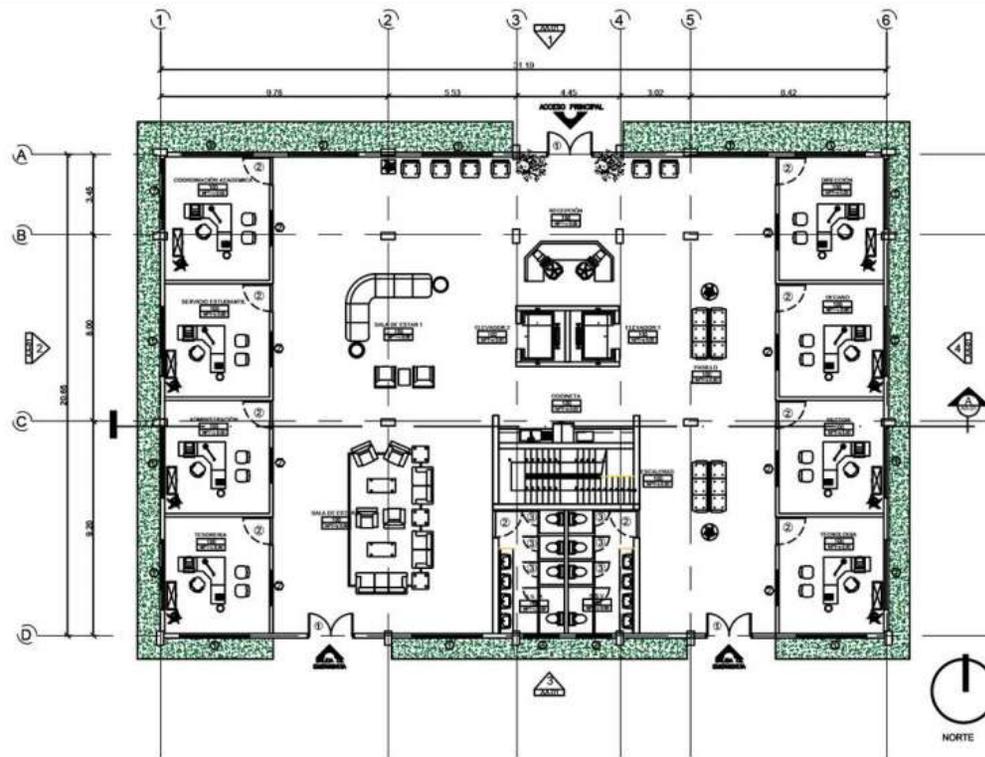
- BEYER, E. M. (2007). "DISEÑO DE DISCONTINUIDADES EN VIGAS DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL CON MODELOS PUNTAL-TENSOR". VALDIVIA.
- Bondarenko, S., & García, I. (2012). *MANUAL DE CÁLCULO Y DISEÑO DE MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO*. Barbula, Venezuela.
- Bonilla, M., Casco, M., Chiacaiza, G., Montalvo, G., Robalino, F., & Silva, E. (2017). *Muros de Corte*. Ambato, Ecuador.
- civil, I. s. (2014). *Tipos de falla en los muros de concreto de edificios*.
- DAMIAN, J. M. (2017). *MUROS DE CORTE DE CONCRETO R (SHEAR WALL)*.
- E, W. (1997). *Three Dimensional Dynamic Analysis of Structures*. California: Computers & Structures.
- Engineers), A. 7.-1. (2017). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*. Reston.
- García Márquez, B., Ríos Ruiz, B. J., & Zamora Ramírez, B. A. (2018). *Efectos de interaccion dinamica suelo-estructura en un edificio en la ciudad de Managua*. Managua.
- Gomez, J. (2013). *Muros Cortantes*.
- Group, T. &. (2018). *Structural Concrete Strut-and-Tie Models for Unified Design*.
- Gutiérrez, I. J. (2018). *Optimización de elementos sometidos a flexión y cortante bajo la analogía puntal tensor usando algoritmos genéticos*. Aguascalientes.
- Gutierrez, I. W. (2019). *Curso de Ingeniería Sismorresistente*.
- Gutierrez, W., Sevilla, C., & Moreno, D. (2019). *SOFTWARE PARA DISEÑO DE VIGAS APERALTADAS DE CONCRETO REFORZADO APLICANDO EL MODELO PUNTAL-TENSOR SEGUN, ACI 318-14*. Managua.
- Martín, J. (2003). *Metodo de bielas y tirantes*. Madrid.

- Mora, D. M. (2013). *Metodologías para evaluación y reforzamiento estructural de edificios de hormigón armado mediante muros de corte*. Ecuador.
- Morales, E. (2007). *Diseño de discontinuidades en vigas de hormigón estructural con modelos puntal tensor*. Valdivia.
- MTI, M. d. (2007). *Reglamento nacional de la Construcción RNC-07*. Managua.
- Owatsiriwong, A. (2013). *Strut-and-Tie-Modeling in Reinforced Concrete Structures*. Bangkok.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. New York.
- Reyes, I. W. (2014). *Comparación de Esfuerzos Cortantes en Vigas de Concreto Reforzado de Gran Altura, Mediante el Método de los Elementos Finitos y el Modelo Puntal - Tensor*. Bogotá.
- SCHEEL, S. M. (2014). *Evaluación del diseño sísmico de muros con perforaciones, mediante el uso de modelos de puntales y tensores*. VALDIVIA.
- Schlaich, J., Schäfer, K., & Jennewein, M. (1987). *Toward a Consistent Design of Structural Concrete*. Chicago.
- T, B., & Jr, M. (2007). *Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications*. Nevada.
- Vollum, R., & Newman, J. (1999). *Strut and tie models for analysis/design of external beam±column joints*. London.
- Zamora, P. (2010). *HERRAMIENTA DE CÁLCULO POR EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES*. Barcelona.

*ANEXOS*

## ***ANEXO A***

### ***PLANOS DE LA ESTRUCTURA***



**PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL 1**

ESCALA: 1:50



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS**

**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19**

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
PLANTA ARQ 1

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

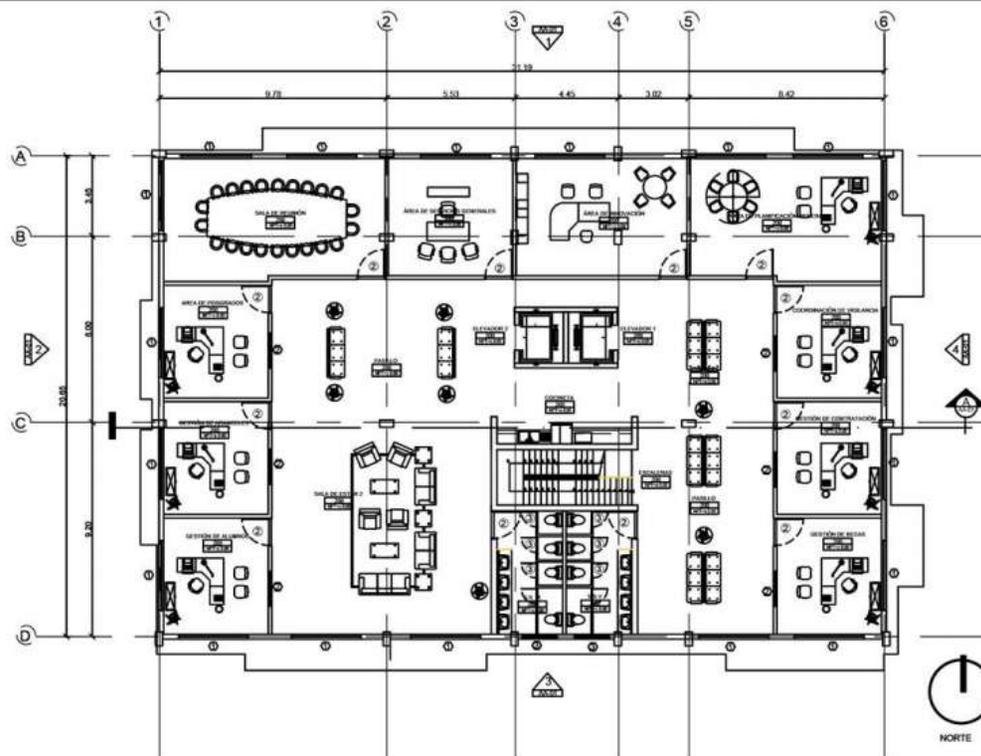
FECHA: NOVIEMBRE 2020

ESCALA: S/E

LAMINA

**E1- E17**

NOTAS:



PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL 2

ESCALA: 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
PLANTA ARQ 2

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

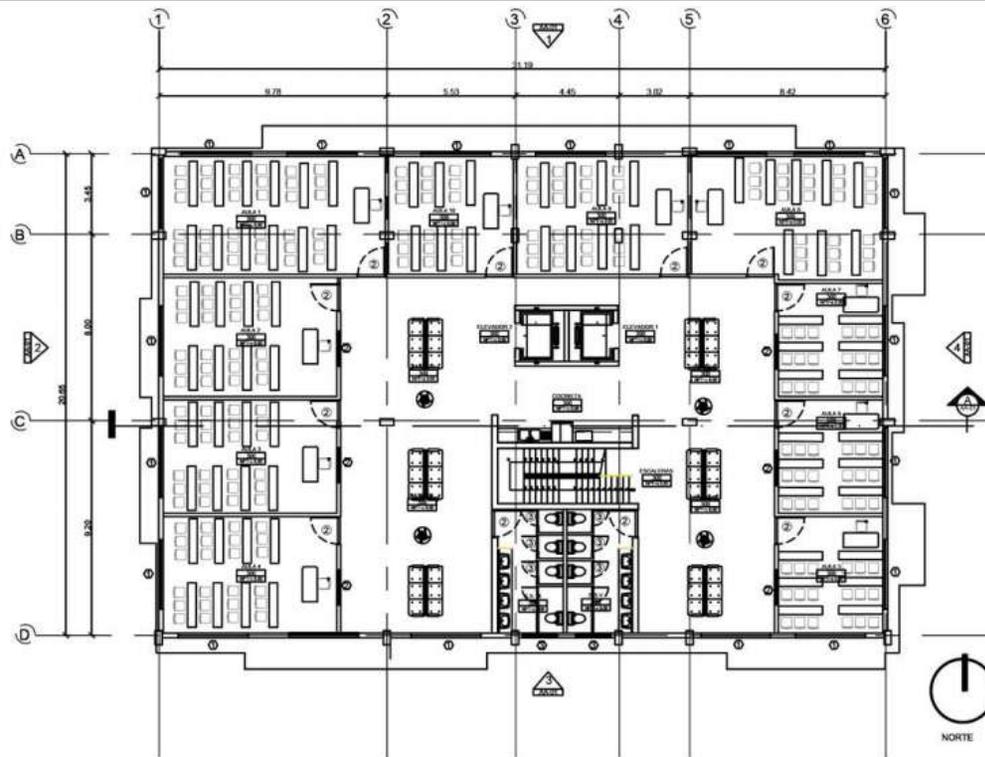
FECHA: NOVIEMBRE 2020

ESCALA: S/E

LAMINA

E2- E17

NOTAS



PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL 3

ESCALA: 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO CONVENCIONAL Y EL MÉTODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
PLANTA ARQ 3

FECHA: NOVIEMBRE 2020

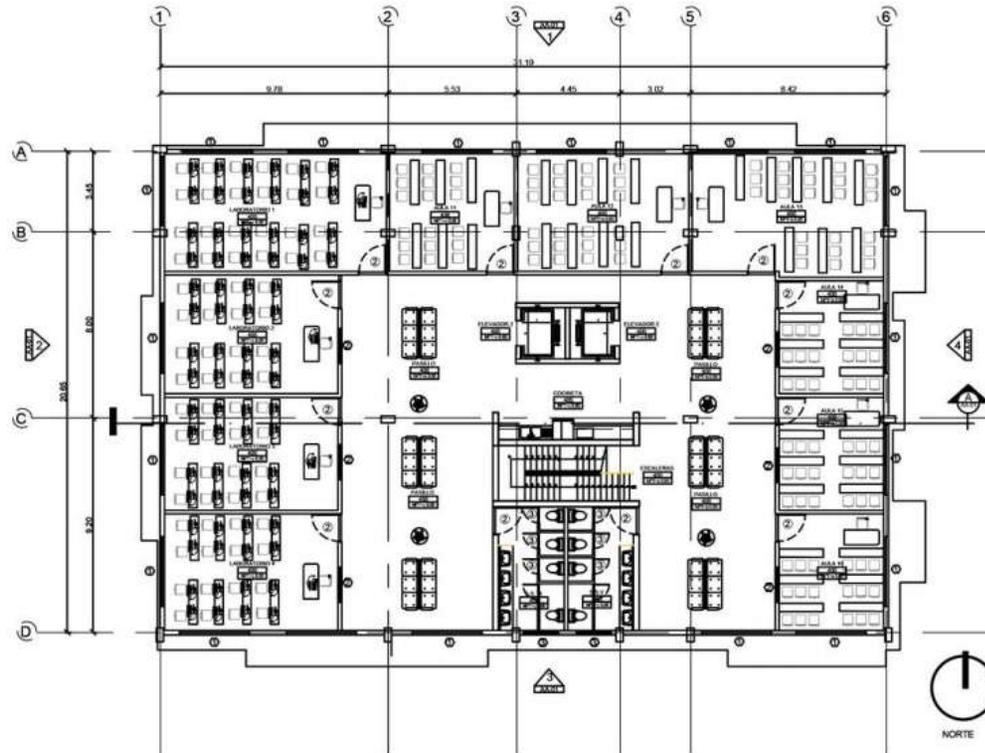
ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E3- E17

NOTAS:



PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVEL 4

ESCALA: 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
PLANTA ARQ 4

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

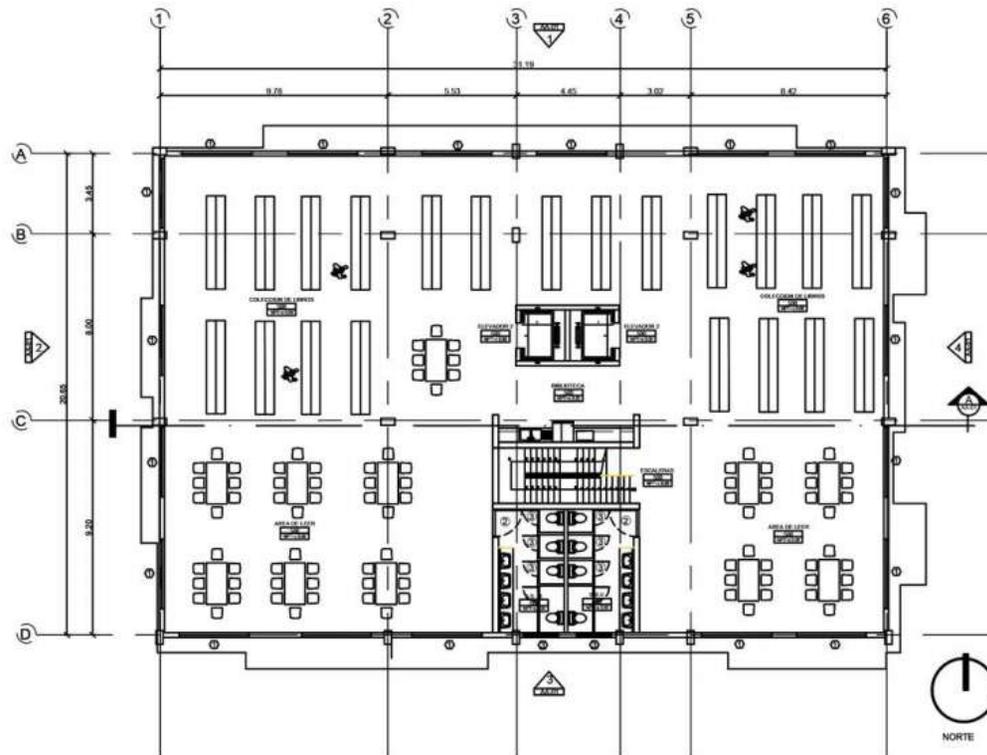
FECHA: NOVIEMBRE 2020

ESCALA: S/E

LAMINA

E4- E17

NOTAS



PLANTA ARQUITECTÓNICA NIVE 5

ESCALA: 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
PLANTA ARQ 5

FECHA: NOVIEMBRE 2020

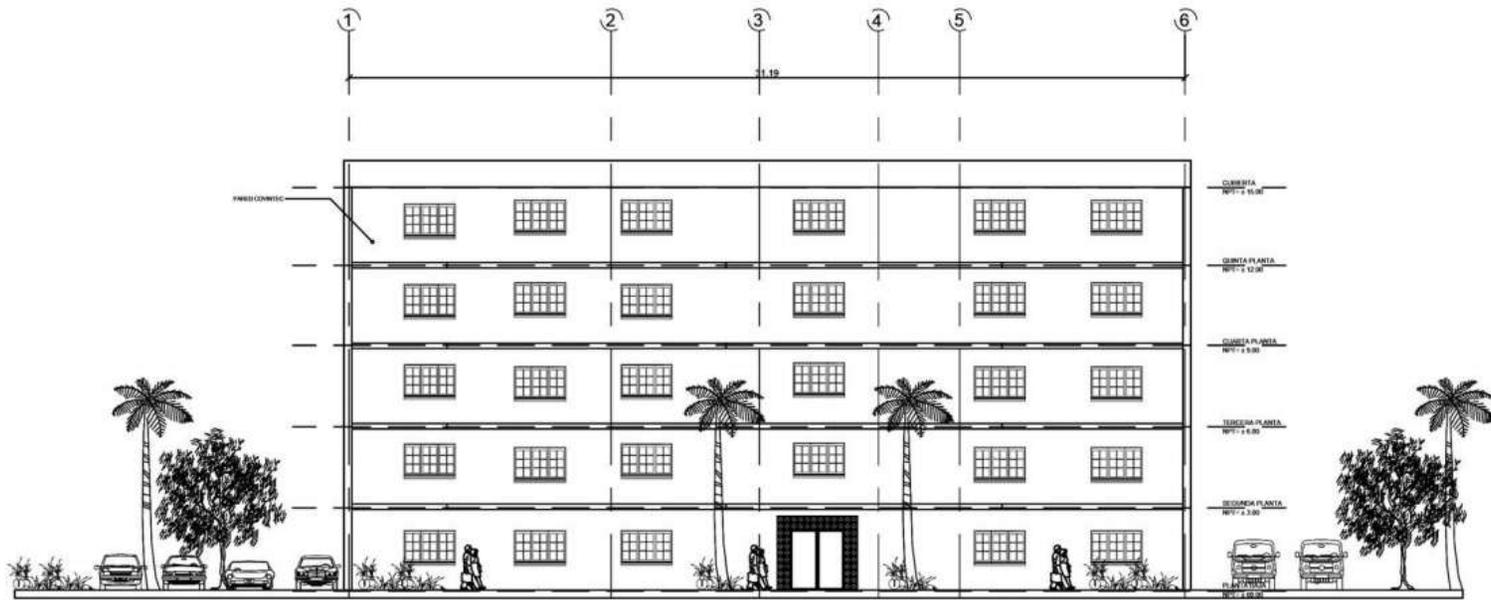
ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E5- E17

NOTAS:



**ELEVACIÓN ARQUITECTÓNICA FRONTAL**

ESCALA: \_\_\_\_\_ 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
ELEVACIÓN ARQ 1

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

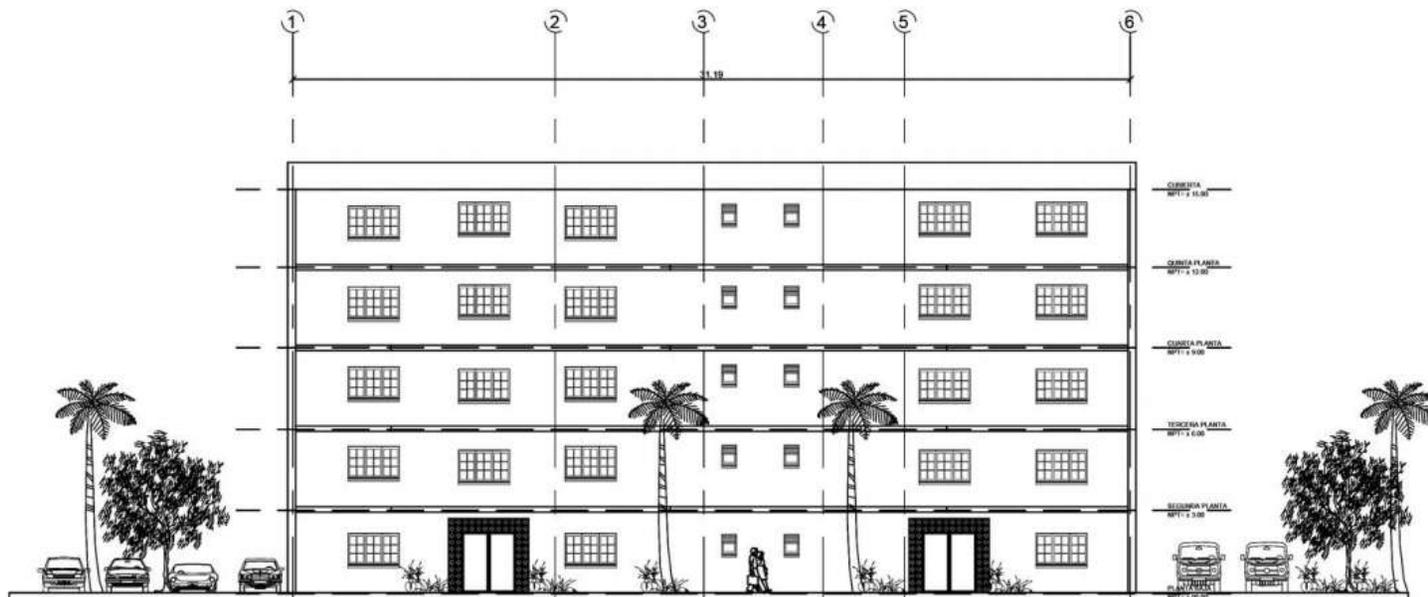
FECHA: NOVIEMBRE 2020

ESCALA: S/E

LAMINA

**E6- E17**

NOTAS:



### ELEVACIÓN ARQUITECTÓNICA POSTERIOR

ESCALA: 1:50



#### UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
ELEVACIÓN ARQ 2

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

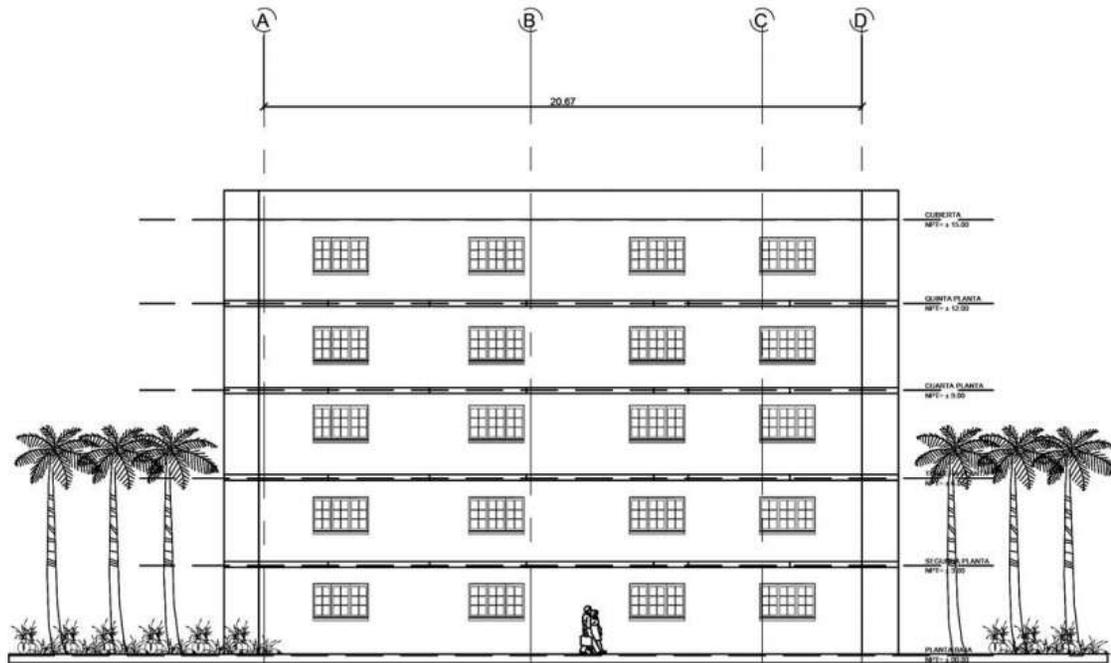
FECHA: NOVIEMBRE 2020

ESCALA: S/E

LAMINA

**E7- E17**

NOTAS:



### ELEVACIÓN ARQUITECTÓNICA LATERAL

ESCALA: \_\_\_\_\_ 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
ELEVACIÓN ARQ 3

FECHA: NOVIEMBRE 2020

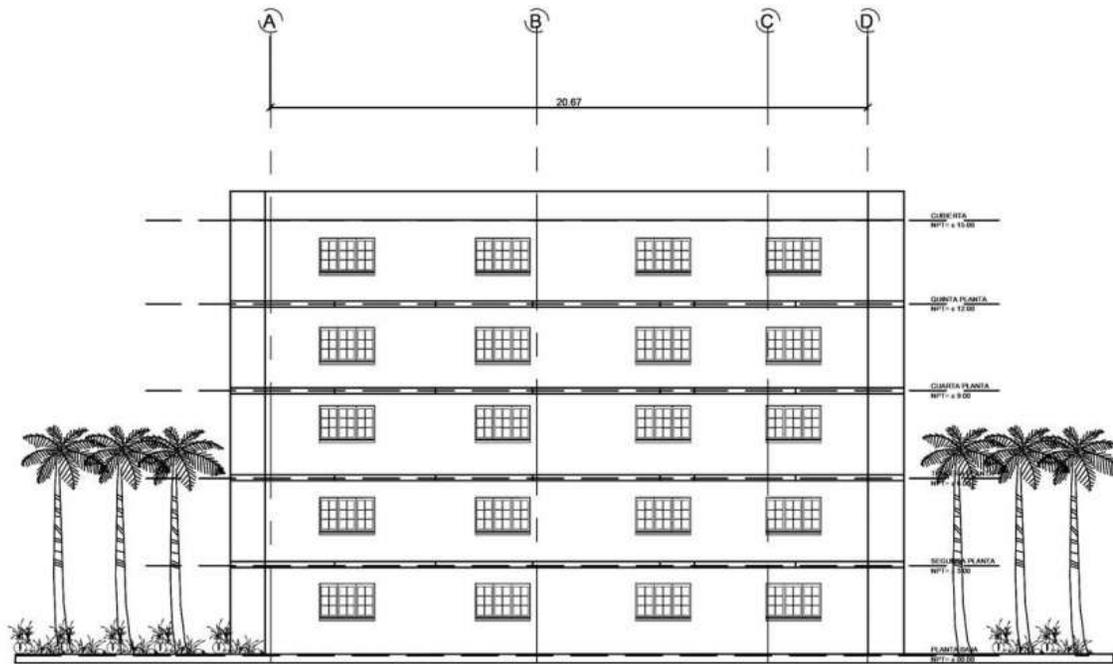
ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E8- E17

NOTAS:



### ELEVACIÓN ARQUITECTÓNICA LATERAL

ESCALA: \_\_\_\_\_ 1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO CONVENCIONAL Y EL MÉTODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGÚN EL CÓDIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
ELEVACIÓN ARQ 4

FECHA: NOVIEMBRE 2020

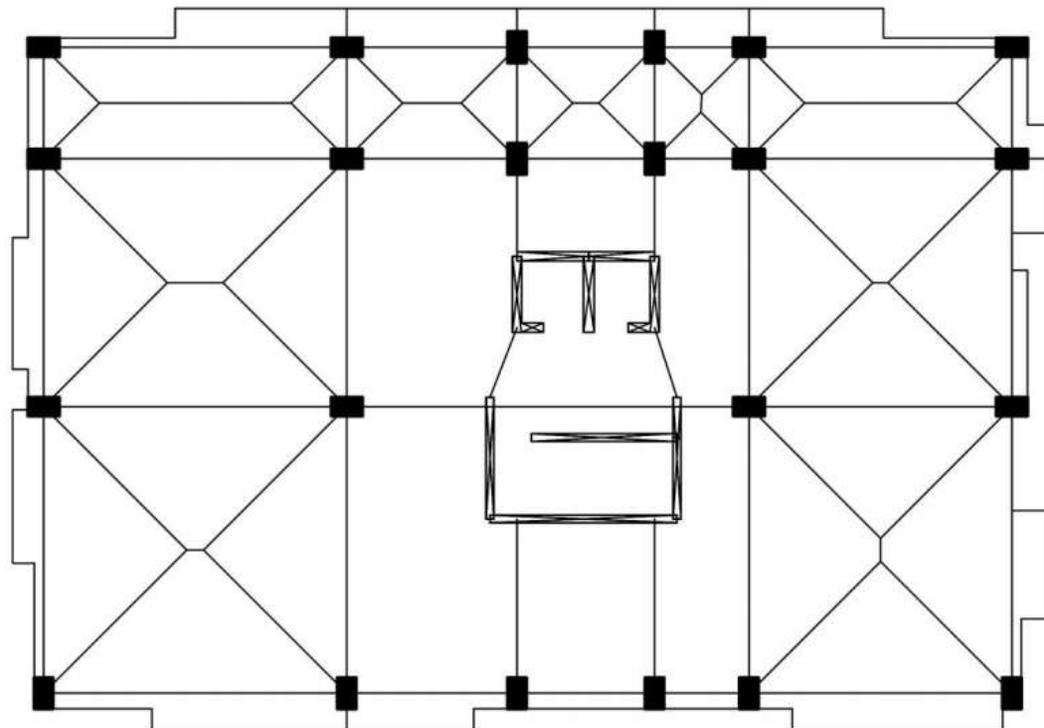
ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E9- E17

NOTAS:



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
ESTRUCTURALES

FECHA: NOVIEMBRE 2020

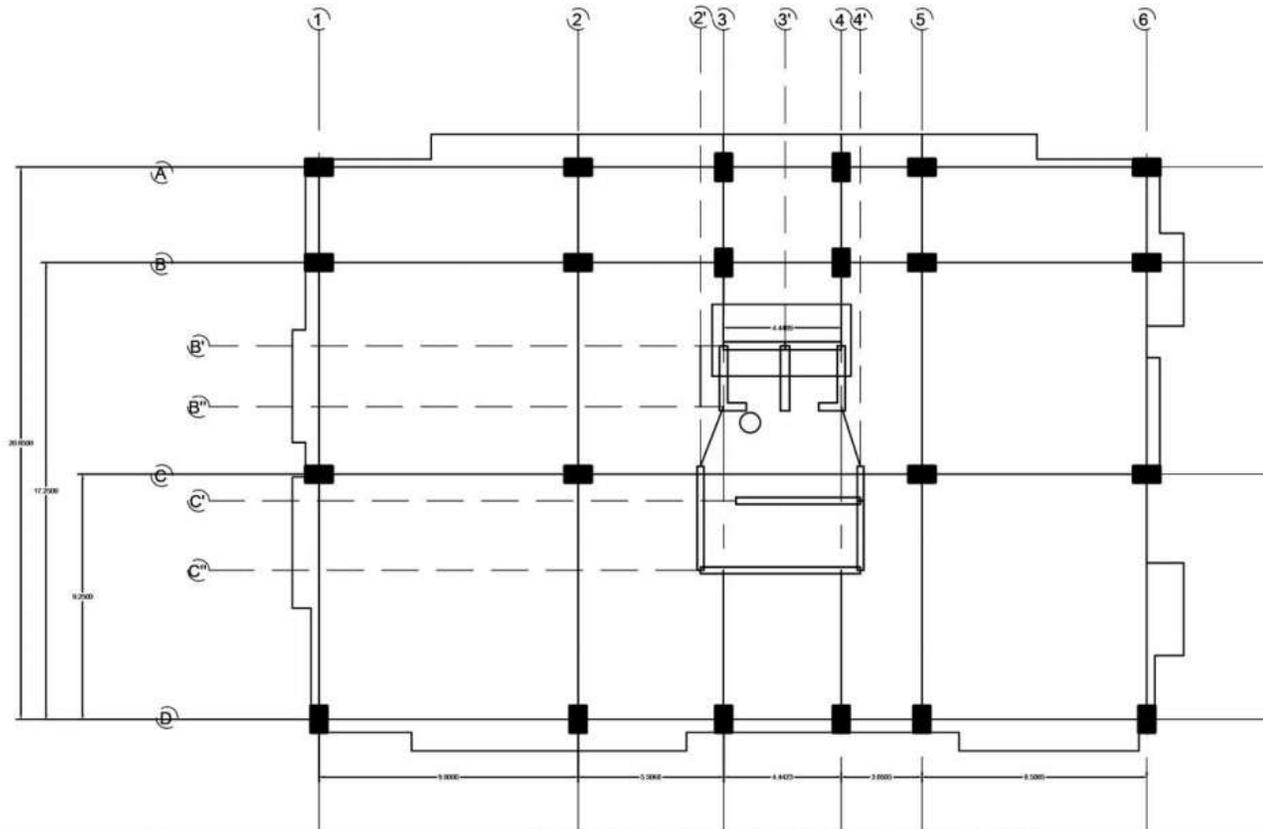
ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E10- E17

NOTAS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
ESTRUCTURALES

FECHA: NOVIEMBRE 2020

ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

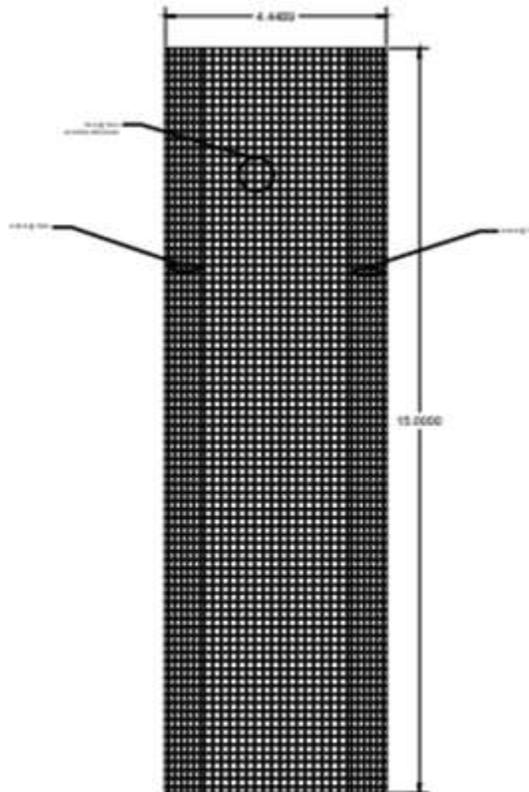
E11- E17

NOTAS



## ***ANEXO B***

*DETALLADO DEL MURO MEDIANTE EL MÉTODO  
CONVENCIONAL*



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR  
BR. SEDNEY JAMYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
Armado de acero mediante metodo  
convencional

FECHA: NOVIEMBRE 2020

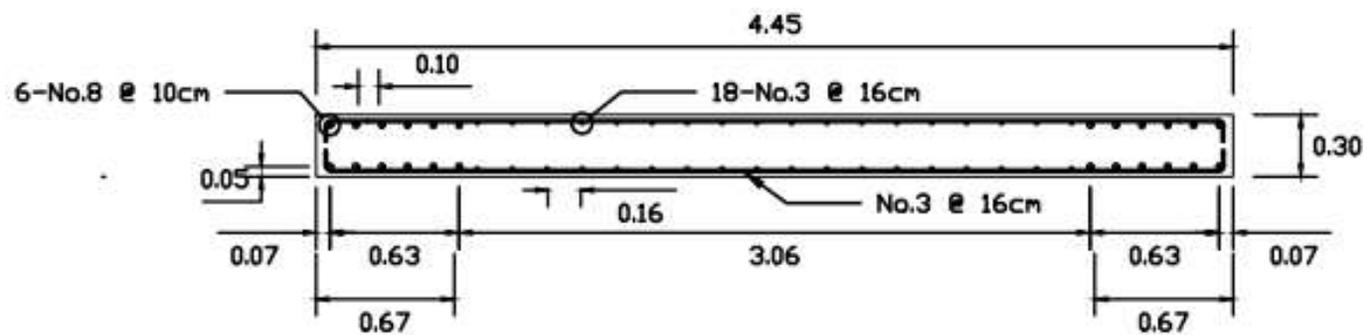
ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LABINA

NOTAS

E12- E17



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
Armado de acero mediante metodo convencional

FECHA: NOVIEMBRE 2020

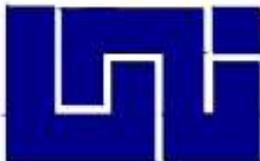
ESCALA: S/E

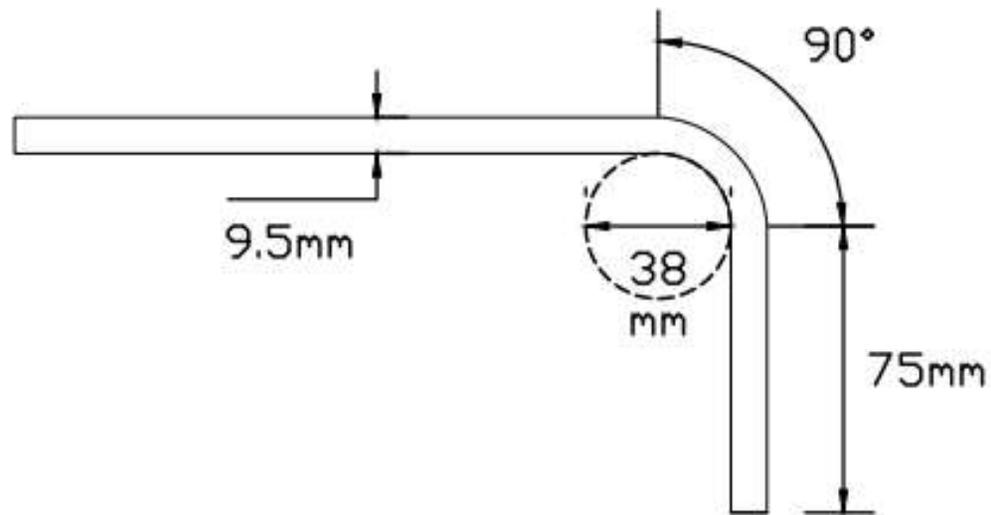
TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E13- E17

NOTAS





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO  
SEGUN EL CODIGO ACI 318-19



REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
Armado de acero mediante metodo  
convencional

FECHA: NOVIEMBRE 2020

ESCALA: S/E

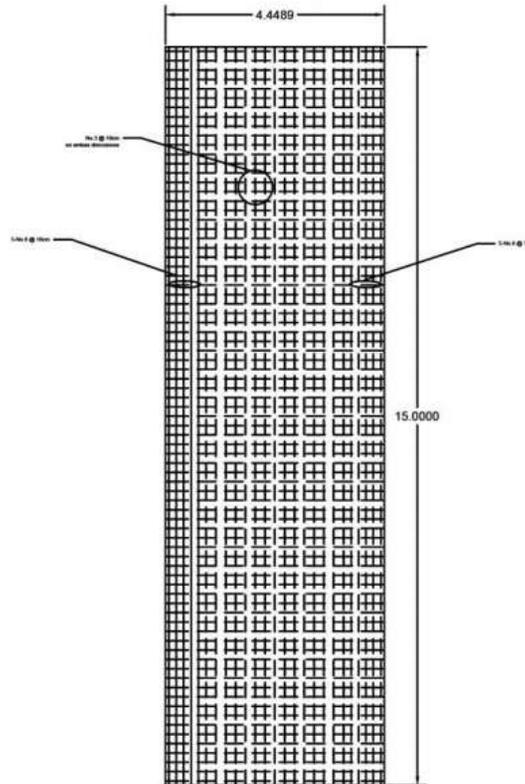
TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA  
**E14- E17**

NOTAS:

## *ANEXO C*

*DETALLADO DEL MURO MEDIANTE EL MÉTODO PUNTAL  
TENSOR*



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
Armado de acero mediante metodo  
Puntual tensor

FECHA: NOVIEMBRE 2020

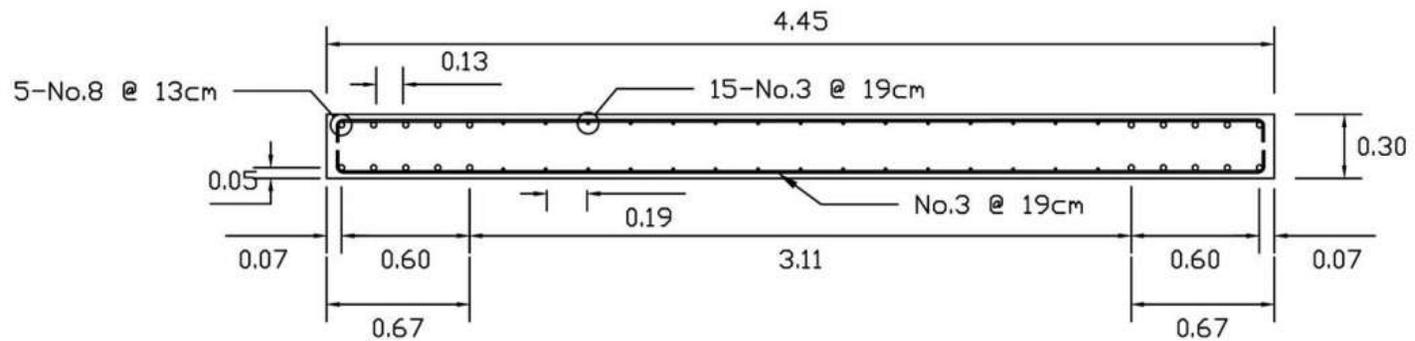
ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E15- E17

NOTAS:



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
Armado de acero mediante metodo  
Puntual tensor

FECHA: NOVIEMBRE 2020

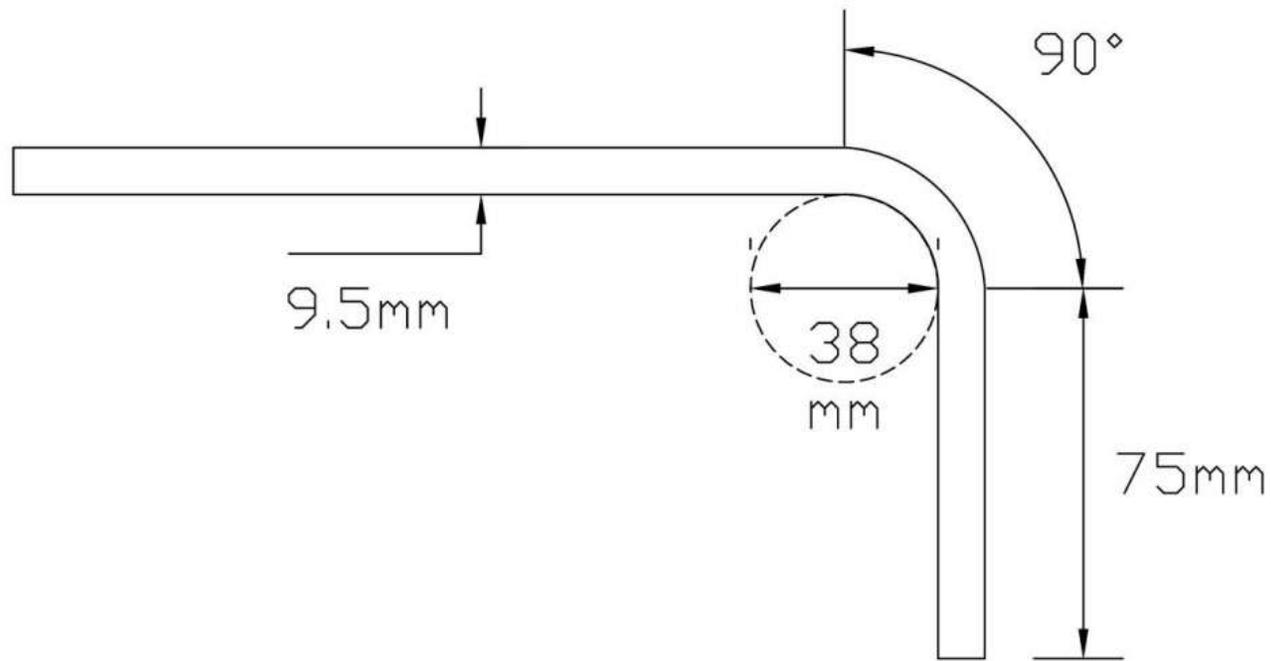
ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E16- E17

NOTAS:



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA- UNI RUACS

ANALISIS COMPARATIVO ENTRE EL METODO CONVENCIONAL Y EL METODO PUNTUAL TENSOR PARA EL DISEÑO SISMICO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO  
SEGUN EL CODIGO ACI 318-19

REALIZADO POR:  
BR. SEDNEY JAMDYR GONZALEZ HERRERA  
BR. FERNANDO JESUS SAENZ CORDERPO

CONTENIDO:  
Armado de acero mediante metodo  
Puntual tensor

FECHA: NOVIEMBRE 2020

ESCALA: S/E

TUTOR: MSC. ING. YADER ANDRÉS JARQUIN M.  
ASESOR: ING. WILLY DAVID GUTIERREZ ALDANA

LAMINA

E17- E17

NOTAS:

## ***ANEXO D***

***CODIGO DEL PROGRAMA MATLAB PARA REALIZAR EL  
ANALISIS DINAMICO.***

```

%aquí se ingresan las matrices
disp('Matriz de masas');
m1=input('Ingrese la masa del primer nivel(Ton): ');
m2=input('Ingrese la masa del segundo nivel(Ton): ');
m3=input('Ingrese la masa del tercer nivel(Ton): ');
m4=input('Ingrese la masa del cuarto nivel(Ton): ');
m5=input('Ingrese la masa del quinto nivel(Ton): ');
g=input('Ingrese valor de la gravedad (cm/s2): ');
M=[m1/g m2/g m3/g m4/g m5/g];
disp('Matriz de masa');
M=diag(M)

disp('Matriz de Rigidez');
R1=input('Ingrese la rigidez del primer nivel(Ton/cm): ');
R2=input('Ingrese la rigidez del segundo nivel(Ton/cm): ');
R3=input('Ingrese la rigidez del tercer nivel(Ton/cm): ');
R4=input('Ingrese la rigidez del cuarto nivel(Ton/cm): ');
R5=input('Ingrese la rigidez del quinto nivel(Ton/cm): ');
K=[R1+R2 -R2 0 0 0; -R2 R2+R3 -R3 0 0; 0 -R3 R3+R4 -R4 0; 0 0 -R4 R4+R5 -R5; 0 0 0 -R5 R5]
disp('Frecuencias cuadradas');
X=inv(M);
Y=K*X;
Z=poly(Y);
Wn2=roots([Z]);
Wn2=sort(Wn2);
Wn2=Wn2'
disp('Frecuencias');
Wn=Wn2.^0.5
disp('Periodos');
Tn=2*pi*Wn.^-1

```

```

%Modos de Vibracion

```

```

disp('Modo 1');

```

```

Q=K-(Wn2(1,1)*M);

```

```

q11=1;

```

```

q21=(-Q(1,1)*q11)/Q(1,2);

```

```

q31=((-Q(2,1)*q11)-(Q(2,2)*q21))/Q(2,3);

```

```

q41=(-Q(3,2)*q21)-(Q(3,3)*q31)/Q(3,4);

```

```

q51=(-Q(5,4)*q41)/Q(5,5);

```

```
Qm1=[q11;q21;q31;q41;q51]
```

```
disp('Modo 2');
```

```
QQ=K-(Wn2(1,2)*M);
```

```
qq11=1;
```

```
qq21=(-QQ(1,1)*qq11)/QQ(1,2);
```

```
qq31=(-QQ(2,1)*qq11)-(QQ(2,2)*qq21)/QQ(2,3);
```

```
qq41=(-QQ(3,2)*qq21)-(QQ(3,3)*qq31)/QQ(3,4);
```

```
qq51=(-QQ(5,4)*qq41)/QQ(5,5);
```

```
QQm1=[qq11;qq21;qq31;qq41;qq51]
```

```
disp('Modo 3');
```

```
QQQ=K-(Wn2(1,3)*M);
```

```
qqq11=1;
```

```
qqq21=(-QQQ(1,1)*qqq11)/QQQ(1,2);
```

```
qqq31=(-QQQ(2,1)*qqq11)-(QQQ(2,2)*qqq21)/QQQ(2,3);
```

```
qqq41=(-QQQ(3,2)*qqq21)-(QQQ(3,3)*qqq31)/QQQ(3,4);
```

```
qqq51=(-QQQ(5,4)*qqq41)/QQQ(5,5);
```

```
QQQm1=[qqq11;qqq21;qqq31;qqq41;qqq51]
```

```
disp('Modo 4');
```

```
QQQQ=K-(Wn2(1,4)*M);
```

```
qqqq11=1;
```

```
qqqq21=(-QQQQ(1,1)*qqqq11)/QQQQ(1,2);
```

```
qqqq31=(-QQQQ(2,1)*qqqq11)-(QQQQ(2,2)*qqqq21)/QQQQ(2,3);
```

```
qqqq41=(-QQQQ(3,2)*qqqq21)-(QQQQ(3,3)*qqqq31)/QQQQ(3,4);
```

```
qqqq51=(-QQQQ(5,4)*qqqq41)/QQQQ(5,5);
```

```
QQQQm1=[qqqq11;qqqq21;qqqq31;qqqq41;qqqq51]
```

```
disp('Modo 5');
```

```
QQQQQ=K-(Wn2(1,5)*M);
```

```
qqqqq11=1;
```

```

qqqqq21=(-QQQQQ(1,1)*qqqqq11)/QQQQQ(1,2);
qqqqq31=(-QQQQQ(2,1)*qqqqq11)-(
QQQQQ(2,2)*qqqqq21)/QQQQQ(2,3);
qqqqq41=(-QQQQQ(3,2)*qqqqq21)-(
QQQQQ(3,3)*qqqqq31)/QQQQQ(3,4);
qqqqq51=(-QQQQQ(5,4)*qqqqq41)/QQQQQ(5,5);

QQQQQm1=[qqqqq11;qqqqq21;qqqqq31;qqqqq41;qqqqq51]

disp(' Matriz modal espectral');
Qn=[Qm1 QQm1 QQQm1 QQQQm1 QQQQQm1]

n1=(M(1,1))*q11^2+(M(2,2))*q21^2+(M(3,3))*q31^2+(M(4,4))*q
41^2+(M(5,5))*q51^2)^0.5;
n2=(M(1,1))*qq11^2+(M(2,2))*qq21^2+(M(3,3))*qq31^2+(M(4,4)
)*qq41^2+(M(5,5))*qq51^2)^0.5;
n3=(M(1,1))*qqq11^2+(M(2,2))*qqq21^2+(M(3,3))*qqq31^2+(M(4
,4))*qqq41^2+(M(5,5))*qqq51^2)^0.5;
n4=(M(1,1))*qqqq11^2+(M(2,2))*qqqq21^2+(M(3,3))*qqqq31^2+(
M(4,4))*qqqq41^2+(M(5,5))*qqqq51^2)^0.5;
n5=(M(1,1))*qqqqq11^2+(M(2,2))*qqqqq21^2+(M(3,3))*qqqqq31^
2+(M(4,4))*qqqqq41^2+(M(5,5))*qqqqq51^2)^0.5;

disp(' Matriz modal espectral normalizada');
QN=[(Qn(1,1))/n1 (Qn(1,2))/n2 (Qn(1,3))/n3 (Qn(1,4))/n4
(Qn(1,5))/n5; (Qn(2,1))/n1 (Qn(2,2))/n2 (Qn(2,3))/n3
(Qn(2,4))/n4 (Qn(2,5))/n5; (Qn(3,1))/n1 (Qn(3,2))/n2
(Qn(3,3))/n3 (Qn(3,4))/n4 (Qn(3,5))/n5; (Qn(4,1))/n1
(Qn(4,2))/n2 (Qn(4,3))/n3 (Qn(4,4))/n4 (Qn(4,5))/n5;
(Qn(5,1))/n1 (Qn(5,2))/n2 (Qn(5,3))/n3 (Qn(5,4))/n4
(Qn(5,5))/n5]

P=QN'*M*ones(5,1);

disp('Matriz de participacion modal');
P=diag(P)

a1=input('Ingresar acelereacion para el primer periodo de
vibracion :');
a2=input('Ingresar acelereacion para el segundo periodo de
vibracion :');
a3=input('Ingresar acelereacion para el tercer periodo de
vibracion :');

```

```

a4=input('Ingresar acelereacion para el cuarto periodo de
vibracion :');
a5=input('Ingresar acelereacion para el quinto periodo de
vibracion :');

A=[(a1*g/8) (a2*g/8) (a3*g/8) (a4*g/8) (a5*g/8)];

disp('Matriz de aceleracion');
A= diag(A)

U=QN*P*A*(inv(diag(Wn2)))

disp('Maximos desplazamientos');
Umax=[ ((U(1,1))^2+(U(1,2))^2+(U(1,3))^2+(U(1,4))^2+(U(1,5))
^2)^0.5; ((U(2,1))^2+(U(2,2))^2+(U(2,3))^2+(U(2,4))^2+(U(2,5)
)^2)^0.5; ((U(3,1))^2+(U(3,2))^2+(U(3,3))^2+(U(3,4))^2+(U(3
,5))^2)^0.5; ((U(4,1))^2+(U(4,2))^2+(U(4,3))^2+(U(4,4))^2+(U
(4,5))^2)^0.5; ((U(5,1))^2+(U(5,2))^2+(U(5,3))^2+(U(5,4))^2+
(U(5,5))^2)^0.5]

Fs=K*U

disp('Maximas fuerzas sismicas');
Fsmax=[ ((Fs(1,1))^2+(Fs(1,2))^2+(Fs(1,3))^2+(Fs(1,4))^2+(Fs
(1,5))^2)^0.5; ((Fs(2,1))^2+(Fs(2,2))^2+(Fs(2,3))^2+(Fs(2,4)
)^2+(Fs(2,5))^2)^0.5; ((Fs(3,1))^2+(Fs(3,2))^2+(Fs(3,3))^2+(
Fs(3,4))^2+(Fs(3,5))^2)^0.5; ((Fs(4,1))^2+(Fs(4,2))^2+(Fs(4,
3))^2+(Fs(4,4))^2+(Fs(4,5))^2)^0.5; ((Fs(5,1))^2+(Fs(5,2))^2
+(Fs(5,3))^2+(Fs(5,4))^2+(Fs(5,5))^2)^0.5]

```